



# Etude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé

Fabien Delhomme

## ► To cite this version:

Fabien Delhomme. Etude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé. Matériaux. Université de Savoie, 2005. Français. NNT : . tel-00009161

**HAL Id: tel-00009161**

**<https://theses.hal.science/tel-00009161>**

Submitted on 2 May 2005

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

UNIVERSITÉ DE SAVOIE  
SCIENCES POUR L'INGÉNIEUR

## THÈSE

pour obtenir le grade de

**DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE SAVOIE**

**Discipline : Génie civil et sciences de l'habitat**

présentée par

**Fabien DELHOMME**

Le 4 mars 2005

## ÉTUDE DU COMPORTEMENT SOUS IMPACT D'UNE STRUCTURE PARE-BLOCS EN BÉTON ARMÉ

---

### Jury

---

M. Vincent LABIOUSE	MER, EPFL, Lausanne	Président
M. Jacky MAZARS	Professeur, INPG, Grenoble	Rapporteur
M. François TOUTLEMONDE	Ingénieur HDR, LCPC, Paris	Rapporteur
M. Amen AGBOSSOU	Professeur, ESIGEC, Le Bourget du Lac	Directeur de thèse
M. Pascal PERROTIN	MCF, ESIGEC, Le Bourget du Lac	Directeur de thèse
M. Michel MOMMESSIN	MCF, ESIGEC, Le Bourget du Lac	Examineur
M. Jean TONELLO	Ingénieur, BE Tonello IC, Aix Les Bains	Invité

*Thèse préparée au sein du*

Laboratoire Optimisation de la Construction et Ingénierie de l'Environnement du Bourget du Lac et  
du bureau d'études Tonello IC d'Aix Les Bains



## REMERCIEMENTS

Ces recherches ont été effectuées au sein du Laboratoire Optimisation de la Conception et Ingénierie de l'Environnement (LOCIE) dont je remercie ses directeurs successifs Gilbert Achard et Yves Gonthier pour m'avoir accueilli.

Ce travail n'a été possible que grâce au partenariat avec le bureau d'études aixois Tonello IC qui m'a financé durant ces trois années.

Je remercie François Toutlemonde et Jacky Mazars qui ont bien accepté d'examiner ce mémoire afin de lui apporter l'accréditation de la communauté scientifique.

Je remercie vivement Pascal Perrotin, maître de conférence à l'ESIGEC, pour m'avoir initié à la recherche et avoir dirigé cette thèse. Son dynamisme, sa disponibilité et ses conseils m'ont permis de mener à bien ce travail. Je lui suis très reconnaissant et j'espère que cette thèse n'est que le prélude à de futures collaborations.

Je remercie également Amen Agbossou, professeur à l'ESIGEC et co-directeur de cette thèse, ainsi que Jean Tonello, ingénieur au BE Tonello IC, pour m'avoir fait bénéficier de leurs expériences et réflexions pertinentes.

J'adresse aussi mes vifs remerciements aux personnes s'étant investies dans cette étude. Je pense à Michel Mommessin et Jean-Pierre Mougin, maîtres de conférence à l'ESIGEC.

La réalisation des campagnes expérimentales n'a été possible que grâce aux soutiens financiers du SETRA et de la DDE de Savoie et à la participation de l'entreprise Léon Grosse d'Aix Les Bains et du CETE de Lyon. Un merci également à Nicole Henriët, ingénieur recherche, pour son implication lors de ces essais.

Un remerciement particulier à Brigitte Conseil, professeur d'anglais à l'ESIGEC, pour sa patience et son indulgence lors de la re-lecture de mes communications.

Je salue enfin l'ensemble de mes collègues du LOCIE, enseignants-chercheurs, secrétaires, techniciens et thésards qui ont rendu ces trois années si agréables.





## ÉTUDE DU COMPORTEMENT SOUS IMPACT D'UNE STRUCTURE PARE-BLOCS EN BÉTON ARMÉ

### Résumé

Cette thèse a pour objet l'étude du comportement d'un nouveau système de galerie de protection contre les chutes de blocs appelé Pare-blocs Structurellement Dissipant (PSD). L'innovation majeure, par rapport aux solutions classiques, est de dissiper l'énergie d'impact directement dans la dalle en béton armé ou dans des appuis fusibles, et non plus dans une couche de matériau amortissant. Les phénomènes dynamiques ayant lieu lors de l'impact d'un bloc sur la dalle sont analysés au moyen d'expérimentations sur une structure PSD à l'échelle 1/3. Les efforts de percussion appliqués à la dalle, durant la phase de contact avec le bloc, sont estimés ainsi que les différents transferts et dissipations d'énergie. Les résultats ont permis de valider le principe de fonctionnement et de réparation des PSD et font apparaître que la dalle est endommagée par trois mécanismes majeurs : le poinçonnement, la mise en flexion et la déstructuration de surface de la zone impactée. Les principales grandeurs expérimentales sont retrouvées à l'aide de simulations numériques des essais avec un code éléments finis. Un modèle mécanique simplifié « masses-ressorts-amortisseur » est également développé dans le but de concevoir des méthodes de dimensionnement applicables en bureau d'études. Les perspectives de ce travail sont d'aboutir à l'établissement de recommandations sur la conception et la réalisation des pare-blocs structurellement dissipants.

**Mots clés :** pare-blocs, béton armé, impact, dynamique, expérimentations, poinçonnement, effort de percussion, modèle simplifié, éléments finis, risques naturels.

---

## IMPACT BEHAVIOUR STUDY OF A REINFORCED CONCRETE ROCK-SHED STRUCTURE

### Abstract

This thesis studies the behaviour of a new concept for a protection gallery under rock fall, called Structurally Dissipating Rock-shed (SDR). The main innovation, compared to conventional solutions, is to dissipate the impact energy directly into the reinforced concrete slab or into fuse supports, and no longer in a cushion layer. The dynamic phenomena, taking place during the impact of a block onto the slab, are analyzed by means of experiments on a 1/3 scale SDR structure. The percussion loads applied to the slab, during the contact phase with the block, are assessed as well as the various energy transfers and dissipations. The results allowed to validate the operating and repair principles of the SDR and revealed that the slab is damaged by three main mechanisms: the punching, the bending and the breaking down at surface level of the impacted zone. The principal experimental values are found by numerical simulations of the tests with a finite elements tool. A simplified mechanical model "masses-springs-damping" is also developed with the aim of implementing design methods for engineering offices. The prospects for this work are to succeed in establishing design and construction recommendations for structurally dissipating rock-sheds.

**Keywords:** rock-sheds, reinforced concrete, impact, dynamics, experiments, punching, percussion load, simplified model, finite elements, natural hazards.



## NOTATIONS

Variable	Unité	Description
$c$	$[\text{N.s.m}^{-1}]$	amortissement dans les modèles simplifiés
$c_{vb}$	$[\text{J.m}^{-3}.\text{K}^{-1}]$	chaleur volumique du béton
$d_a$	$[\text{m}]$	diamètre du plus gros granulat constituant le béton
$e$		coefficient de restitution
$f_{bc}$	$[\text{Pa}]$	valeur moyenne de la résistance à la compression du béton à 28 jours
$f_{bc,dyn}$	$[\text{Pa}]$	valeur moyenne de la résistance à la compression du béton à 28 jours en dynamique
$f_{bt}$	$[\text{Pa}]$	valeur moyenne de la résistance à la traction du béton à 28 jours
$f_{bt,dyn}$	$[\text{Pa}]$	valeur moyenne de la résistance à la traction du béton à 28 jours en dynamique
$g$	$[\text{m.s}^{-2}]$	accélération de la pesanteur
$k_{app}$	$[\text{N.m}^{-1}]$	raideur d'un appui fusible
$k_c$	$[\text{N.m}^{-1}]$	raideur de contact entre le bloc et la dalle
$k_d$	$[\text{N.m}^{-1}]$	raideur de la dalle
$k_n$	$[\text{N.m}^{-1}]$	raideur des plaques de néoprène sous les appuis fusibles
$m_b$	$[\text{kg}]$	masse du bloc
$t_c$	$[\text{s}]$	temps de contact entre le bloc et la dalle
$u_b$	$[\text{m}]$	déplacement du bloc dans les modèles simplifiés
$u_d$	$[\text{m}]$	déplacement de la dalle dans les modèles simplifiés
$v_b$	$[\text{m.s}^{-1}]$	vitesse du bloc
$w/c$		rapport teneur en eau sur teneur en ciment
$\alpha$	$[\text{°}]$	angle d'inclinaison du bloc par rapport à l'horizontale
$\beta_c$		coefficient de transfert des efforts de cisaillement après re-fermeture des fissures
$\beta_t$		coefficient de transfert des efforts de cisaillement après ouverture des fissures
$\delta$	$[\text{m}]$	déplacement vertical d'une armature cisailée lors du poinçonnement de la dalle
$\delta_{app}$	$[\text{m}]$	enfoncement d'un appui fusible
$\Delta E_{ch}$	$[\text{J}]$	énergie dissipée par échauffement du béton de la dalle
$\Delta l_c$	$[\text{m}]$	allongement d'une armature d'effort tranchant lors du poinçonnement de la dalle
$\Delta \theta$	$[\text{K}]$ ou $[\text{°C}]$	échauffement du béton de la dalle
$\varepsilon_{se}$		déformation élastique de l'acier
$\varepsilon_{se,dyn}$		déformation élastique de l'acier en dynamique
$\varepsilon_{sr}$		déformation à la rupture de l'acier
$\phi$	$[\text{m}]$	diamètre d'une armature

## Étude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé

$\nu_b$		coefficient de Poisson du béton
$\nu_s$		coefficient de Poisson de l'acier
$\rho$		taux d'armatures
$\rho_v$	[kg.m <sup>-3</sup> ]	masse volumique
$\rho_s$	[kg.m <sup>-2</sup> ]	masse surfacique
$\sigma_{se}$	[Pa]	limite élastique de l'acier
$\sigma_{se,dyn}$	[Pa]	limite élastique de l'acier en dynamique
$\tau_{moy,él}$	[Pa]	contrainte limite élastique moyenne de cisaillement de l'acier
$\omega_b$	[rad.s <sup>-1</sup> ]	vitesse de rotation du bloc
$\zeta$		amortissement de la dalle
$A_f$	[m <sup>2</sup> ]	section d'armatures cisailées lors du poinçonnement de la dalle
$E_{app}$	[J]	énergie absorbée par les appuis fusibles
$E_b$	[Pa]	module d'élasticité du béton
$E_{c,bloc}$	[J]	énergie cinétique du bloc
$E_{cd}$	[J]	énergie cinétique de la dalle
$E_{contact}$	[J]	énergie dissipée lors du contact entre le bloc et la dalle
$E_{cr,bloc}$	[J]	énergie cinétique de rotation du bloc
$E_{ct,bloc}$	[J]	énergie cinétique de translation du bloc
$E_d$	[J]	énergie mécanique totale de la dalle
$E_{def,d}$	[J]	énergie de déformation de la dalle
$E_{imp}$	[J]	énergie d'impact du bloc
$E_{poin}$	[J]	énergie absorbée par la création du cône de poinçonnement de la dalle
$E_s$	[Pa]	module d'élasticité de l'acier
$E_{totale}$	[J]	énergie totale du bloc et de la dalle après éjection
$F_c$	[N]	effort de percussion lors du contact entre le bloc et la dalle
$F_{ct}$	[N]	composante verticale de la résistance en traction du béton pour le calcul de $F_{pun}$
$F_{dow}$	[N]	contribution verticale de l'effort transisant dans les armatures de flexion (« <i>dowel effect</i> ») pour le calcul de $F_{pun}$
$F_{pun}$	[N]	effort limite de poinçonnement d'une dalle
$F_{sw}$	[N]	composante verticale des efforts dans les armatures d'effort tranchant pour le calcul de $F_{pun}$
$G$	[Pa]	module de cisaillement de l'acier
$G_F$	[J.m <sup>-2</sup> ]	énergie de fissuration du béton
$KN$	[N.m <sup>-1</sup> ]	raideur normale de l'élément de contact sous Ansys
$M^*$	[kg]	masse équivalente de la dalle
$P_m$	[N]	charge limite moyenne d'un appui fusible
$P_{m,dyn}$	[N]	charge limite moyenne d'un appui fusible en dynamique
$P_{max}$	[N]	charge maximale d'un appui fusible
$P_{max,dyn}$	[N]	charge maximale d'un appui fusible en dynamique
$S_f$	[m <sup>2</sup> ]	surface du cône de poinçonnement de la dalle

# TABLE DES MATIÈRES

<b>I LES RISQUES : DÉFINITIONS ET MOYENS DE PROTECTION</b>	<b>17</b>
<b>I.1 LA SOCIÉTÉ FACE AUX RISQUES</b>	<b>19</b>
<i>I.1.1 Aléa</i>	<i>19</i>
<i>I.1.2 Vulnérabilité</i>	<i>19</i>
<i>I.1.3 Risque</i>	<i>20</i>
<i>I.1.4 Catastrophe</i>	<i>21</i>
<b>I.2 LES RISQUES DE CHUTES DE BLOCS ET LES SYSTÈMES DE PROTECTION</b>	<b>21</b>
<i>I.2.1 Enjeux</i>	<i>21</i>
<i>I.2.2 Description du phénomène</i>	<i>22</i>
<i>I.2.3 Exemples de protections</i>	<i>23</i>
<b>I.3 LES GALERIES DE PROTECTION PARE-BLOCS</b>	<b>26</b>
 <b>II ÉTAT DES CONNAISSANCES SUR LES CHOCS ET IMPACTS SUR STRUCTURES</b>	 <b>29</b>
<b>II.1 ÉLÉMENTS THÉORIQUES SUR LES CHOCS ET MODÉLISATION DES PROBLÈMES D'IMPACT</b>	<b>31</b>
<i>II.1.1 Éléments théoriques</i>	<i>31</i>
II.1.1.1 Sollicitations dues à des chocs	31
II.1.1.2 Effort de percussion	32
<i>II.1.2 Effets de la vitesse sur les matériaux</i>	<i>34</i>
II.1.2.1 Béton	34
II.1.2.2 Acier	36
<i>II.1.3 Modélisation des impacts sur structure</i>	<i>37</i>
II.1.3.1 Pratiques de l'ingénieur	37
II.1.3.2 Modèles mécaniques simplifiés	41
II.1.3.3 Modèles du CEB	42
II.1.3.4 Études numériques appliquées au PSD	44
<i>II.1.4 Conclusions</i>	<i>45</i>
<b>II.2 ÉTUDES EXPÉRIMENTALES DES CHOCS SUR DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ</b>	<b>46</b>
<i>II.2.1 Galeries de protection pare-blocs recouvertes d'un matériau dissipatif</i>	<i>46</i>
II.2.1.1 Expérimentations à l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne	46
II.2.1.2 Expérimentations japonaises de H. Yoshida et M. Sato	47
<i>II.2.2 Impacts directs sur structures</i>	<i>49</i>
II.2.2.1 Études expérimentales menées par H. Perry et al.	49

Étude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé	
II.2.2.2 Université de technologie de Delft aux Pays Bas	51
II.2.2.3 Université du Koweït – Département de Génie Civil	52
II.2.2.4 Études expérimentales d'universités et d'organismes japonais	53
II.2.2.5 Études expérimentales menées par S. Murtiadi et H. Marzouk	54
II.2.2.6 Études expérimentales menées par F. Toulemonde	55
II.2.2.7 Récapitulatif et commentaires	57
<b>II.3 SYNTHÈSE</b>	<b>59</b>
 <b>III ÉTUDE EXPÉRIMENTALE D'UNE DALLE PARE-BLOCS STRUCTURELLEMENT DISSIPANTE</b>	 <b>61</b>
<b>III.1 PRÉSENTATION GÉNÉRALE</b>	<b>63</b>
<i>III.1.1 Site et partenaires</i>	63
<i>III.1.2 Objectifs des essais</i>	63
<b>III.2 CAMPAGNES D'ESSAIS DE VALIDATION DU CONCEPT DE PSD</b>	<b>65</b>
<i>III.2.1 Description de la maquette</i>	65
III.2.1.1 Dalle d'essai	65
III.2.1.2 Blocs d'impact	66
III.2.1.3 Appuis et fondations	67
<i>III.2.2 Description des essais et de la méthode de réparation</i>	71
III.2.2.1 Essais dynamiques	71
III.2.2.2 Essais statiques	72
III.2.2.3 Méthode de réparation	73
<i>III.2.3 Instrumentation</i>	74
III.2.3.1 Essais dynamiques	74
III.2.3.2 Essais statiques	78
III.2.3.3 Caractéristiques des capteurs	78
<b>III.3 ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX</b>	<b>79</b>
<i>III.3.1 Impact en travée sur dalle saine</i>	79
III.3.1.1 Test T1 : impact « courant » à 67 kJ	79
III.3.1.2 Test T2 : impact « exceptionnel » à 135 kJ	80
<i>III.3.2 Impact en travée sur dalle endommagée ou réparée</i>	81
III.3.2.1 Test T5 : impact « exceptionnel » sur une zone endommagée	81
III.3.2.2 Test T4 : impact « exceptionnel » sur zone réparée	85
<i>III.3.3 Test T6 : impact « hors dimensionnement » sur une zone endommagée</i>	90
<i>III.3.4 Comportement des appuis</i>	91
III.3.4.1 Tests T4 et T5 : choc « exceptionnel » en travée	91
III.3.4.2 Test T6 : choc « hors dimensionnement » en travée	93
III.3.4.3 Test T3 : choc « exceptionnel » en rive	94
<i>III.3.5 Essais statiques</i>	94
<b>III.4 SYNTHÈSE</b>	<b>96</b>

<b>IV QUANTIFICATION DES EFFORTS ET BILAN ÉNERGÉTIQUE DES ESSAIS EXPÉRIMENTAUX</b>	<b>99</b>
<b>IV.1 PHÉNOMÈNE DE POINÇONNEMENT</b>	<b>101</b>
<i>IV.1.1 Détermination expérimentale de l'effort de percussion</i>	<i>101</i>
IV.1.1.1 Estimation de l'effort de percussion	102
IV.1.1.2 Récapitulatifs et commentaires	107
<i>IV.1.2 Résistance au poinçonnement</i>	<i>109</i>
IV.1.2.1 Mécanismes de rupture	109
IV.1.2.2 Réglementations	110
IV.1.2.3 Modèles de calcul	113
IV.1.2.4 Application à la dalle d'essai	117
<i>IV.1.3 Récapitulatif et conclusions</i>	<i>118</i>
<b>IV.2 ÉNERGIES TRANSFÉRÉES ET DISSIPÉES</b>	<b>120</b>
<i>IV.2.1 Énergie transmise à la dalle « <math>E_d</math> »</i>	<i>120</i>
IV.2.1.1 Énergie cinétique « $E_{cd}$ »	120
IV.2.1.2 Énergie de déformation « $E_{def,d}$ »	121
IV.2.1.3 Récapitulatif	122
<i>IV.2.2 Énergie absorbée lors du poinçonnement de la dalle « <math>E_{poin}</math> »</i>	<i>123</i>
IV.2.2.1 Énergie dissipée dans la fissuration du béton « $E_{poin,b}$ »	123
IV.2.2.2 Énergie absorbée dans la traction des armatures d'effort tranchant « $E_{poin,c}$ »	125
IV.2.2.3 Énergie absorbée dans le cisaillement des armatures de flexion « $E_{poin,f}$ »	128
IV.2.2.4 Récapitulatif des différentes énergies	129
<i>IV.2.3 Énergie cinétique du bloc « <math>E_{cbloc}</math> »</i>	<i>130</i>
IV.2.3.1 Énergie cinétique de translation « $E_{ct,bloc}$ »	131
IV.2.3.2 Énergie cinétique de rotation « $E_{cr,bloc}$ »	132
IV.2.3.3 Récapitulatif	133
<i>IV.2.4 Énergie de déformation des appuis fusibles « <math>E_{app}</math> »</i>	<i>133</i>
IV.2.4.1 Choc « exceptionnel » en travée – Essai T4	134
IV.2.4.2 Choc « exceptionnel » en rive – Essai T3	135
<i>IV.2.5 Bilan énergétique</i>	<i>135</i>
<b>IV.3 SYNTHÈSE</b>	<b>137</b>
<b>V MODÉLISATIONS NUMÉRIQUE ET SIMPLIFIÉE DES ESSAIS</b>	<b>139</b>
<b>V.1 MODÉLISATION PAR ÉLÉMENTS FINIS</b>	<b>141</b>
<i>V.1.1 Objectifs et présentation du code de calcul</i>	<i>141</i>
<i>V.1.2 Description des modèles numériques</i>	<i>141</i>
V.1.2.1 Types d'élément	142
V.1.2.2 Propriétés des matériaux	143
V.1.2.3 Géométrie et maillage	146
V.1.2.4 Chargements et conditions aux limites	148



Étude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé	
V.1.2.5 Analyse non linéaire	148
<i>V.1.3 Récapitulatif des paramètres introduits</i>	150
<i>V.1.4 Simulations des essais statiques</i>	151
V.1.4.1 Objectifs et hypothèses	151
V.1.4.2 Comparaison avec l'expérimentation	151
<i>V.1.5 Simulations des essais d'impact</i>	153
V.1.5.1 Essai T5 : impact « exceptionnel » en travée à 134 kJ	153
V.1.5.2 Essai T1 : impact « courant » en travée à 67 kJ	156
V.1.5.3 Essai T6 : impact « hors dimensionnement » en travée à 294 kJ	157
<i>V.1.6 Conclusions</i>	158
<b>V.2 MODÈLES SIMPLIFIÉS</b>	<b>159</b>
<i>V.2.1 Modèle de Tonello</i>	159
<i>V.2.2 Modèle développé</i>	160
V.2.2.1 Modèle « contact »	161
V.2.2.2 Modèle « post impact »	167
V.2.2.3 Organigramme du modèle simplifié	169
<i>V.2.3 Simulations des essais expérimentaux</i>	170
V.2.3.1 Essai T5 : impact « exceptionnel » en travée à 134 kJ	170
V.2.3.2 Essai T1 : impact « courant » en travée à 67 kJ	171
V.2.3.3 Comparaison avec le modèle de Tonello	173
<i>V.2.4 Perspectives</i>	173
<b>V.3 SYNTHÈSE</b>	<b>175</b>
<b>CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES</b>	<b>177</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE</b>	<b>181</b>
<b>LISTE DES FIGURES</b>	<b>191</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX</b>	<b>195</b>
<b>ANNEXES</b>	<b>197</b>
ANNEXE A1 : ESSAIS EN LABORATOIRE SUR LE BÉTON	199
ANNEXE A2 : POSITIONS DES CAPTEURS – ESSAIS STATIQUES	215
ANNEXE A3 : POSITIONS DES CAPTEURS – ESSAIS D'IMPACT	217
ANNEXE A4 : LISTING DES COMMANDES SOUS ANSYS – ESSAI T5	223
ANNEXE A5 : LISTING DES COMMANDES DU MODÈLE SIMPLIFIÉ SOUS MATLAB – ESSAI T5	231

# INTRODUCTION

L'époque actuelle est caractérisée par une volonté croissante de maîtriser l'ensemble des risques inhérents à toute société. Les risques naturels n'échappent pas à cette philosophie et aujourd'hui les pertes en vie humaines dues à des catastrophes sont de moins en moins bien acceptées par la population. Cependant, de nombreuses constructions et infrastructures existent dans des zones dites à risques entraînant une prise de conscience des collectivités de leurs besoins en protection.

Les voies de circulation en zone montagneuse sont soumises à de nombreux aléas tel que les avalanches ou les chutes de blocs. Au-delà des dangers pour les usagers, les conséquences des interruptions de trafic deviennent d'un point de vue économique de plus en plus problématiques. Les accès à certains villages ou stations de ski sont souvent uniques et leurs coupures sont fortement préjudiciables notamment lors des périodes de forte fréquentation (hivernale et estivale). La sécurisation de ces itinéraires engendre la construction de nombreux ouvrages de génie civil et notamment des galeries de protection pare-blocs dans les zones exposées aux chutes de bloc. Dans l'optique de réduire les coûts de construction et de permettre une meilleure gestion de ces ouvrages, un nouveau concept de structure, appelé Pare-blocs Structurellement Dissipant (PSD) est présenté. L'innovation majeure, par rapport aux solutions classiques, est de dissiper l'énergie d'impact directement dans la dalle ou dans ses appuis, et non plus dans une couche de matériau amortissant. Ces recherches s'inscrivent donc dans un axe d'étude concernant les problèmes d'impact à faible vitesse (inférieure à  $40 \text{ m.s}^{-1}$ ) sur des structures « semi-rigides » en béton armé.

Le but de cette thèse est de valider le principe de fonctionnement et de réparation des pare-blocs structurellement dissipant (PSD). Les phénomènes dynamiques mis en jeu lors de l'impact d'un bloc sur une dalle en béton armé seront analysés afin de quantifier l'endommagement de la structure et les transferts d'énergie. Les normes et réglementations pour le dimensionnement de ce type d'ouvrage étant quasiment inexistantes, un des objectifs de ce travail est également de développer des méthodes de calcul simplifiées applicables par les bureaux d'ingénierie.

La démarche retenue s'articule autour de la réalisation d'essais expérimentaux de lâchers de blocs sur une dalle d'essai. Les réponses dynamiques de la structure et de l'impacteur seront enregistrées en regardant l'influence de l'énergie incidente, des positions d'impact et de l'endommagement initial de la dalle. Une modélisation des tests à l'aide d'un code par éléments finis et par un modèle mécanique simplifié permettra d'ébaucher des outils pour le dimensionnement des PSD.

Le premier chapitre de ce mémoire rappellera les notions générales liées aux risques afin d'introduire les phénomènes de chutes de blocs et les différentes parades existantes. Un état des connaissances se rapportant aux éléments théoriques sur les chocs et aux études expérimentales déjà menées sera exposé dans le deuxième chapitre. Le chapitre trois décrira les campagnes expérimentales effectuées et l'analyse des mesures issues des différents capteurs. Ce chapitre sera complété par le chapitre quatre qui proposera une quantification des efforts appliqués à la structure ainsi qu'un bilan des énergies transférées et dissipées lors des tests expérimentaux. Le dernier chapitre sera consacré à une modélisation par éléments finis et au développement d'un modèle simplifié. Les conclusions et perspectives de ces recherches clôtureront ce document.





# **I LES RISQUES : DÉFINITIONS ET MOYENS DE PROTECTION**

## I Les risques : définitions et moyens de protection

## I.1 LA SOCIÉTÉ FACE AUX RISQUES

De tout temps, toutes les sociétés ont été confrontées à des risques d'origine naturelle ou aux risques qu'elles créaient elles-mêmes. La période actuelle se caractérise par une augmentation de la vulnérabilité des groupes humains en raison de concentrations humaines croissantes et du développement des technologies pouvant générer de grands dangers. Il en découle donc une sensibilité accrue aux questions de sécurité. Chacun exige de plus en plus de protection. Plus médiatisés, le risque et surtout la catastrophe sont de moins en moins bien acceptés. La gestion des risques a entraîné le développement de multiples activités (prévision et prévention, définition de périmètres à risques, gestion des catastrophes) nécessitant la re-définition des différents concepts. Une terminologie internationale [UND, 92], adoptée par les Nations-Unies, apporte des précisions, notamment sur les termes aléa, vulnérabilité, risque et catastrophe.

### I.1.1 Aléa

« L'aléa est un événement menaçant ou la probabilité d'occurrence, dans une région et au cours d'une période donnée, d'un phénomène pouvant engendrer des dommages » [UND, 92]. Il se caractérise par son imprévisibilité et, dans le domaine des risques, désigne plus précisément un phénomène dangereux. Celui-ci peut être naturel (éruption volcanique, cyclone, chute de blocs, etc.) ; il peut être lié aux techniques mises en œuvre par les hommes (explosion d'usines, naufrage de pétroliers, etc.) ; il peut relever de la violence de rapports sociaux (guerres, terrorisme, etc.) ; il peut enfin provenir des autres espèces vivantes (épidémies, etc.). L'imprévisibilité peut être triple :

- quant à l'intensité des phénomènes,
- quant au moment où le phénomène se produit,
- quant à l'espace touché par le phénomène.

L'aléa est donc un phénomène qui met en danger les sociétés en raison de son caractère largement imprévisible. Face à lui, celles-ci peuvent mettre en place des systèmes d'observation, de prévision et d'alerte.

### I.1.2 Vulnérabilité

« La vulnérabilité est le degré de perte (de 0 à 100 %) résultant d'un phénomène susceptible d'engendrer des victimes et des dommages matériels » [UND, 92].

Sont vulnérables, ceux et celles qui peuvent être facilement touchés par un aléa. Les risques et catastrophes n'ont de sens que lorsqu'un aléa survient dans un espace vulnérable. La vulnérabilité dépend de plusieurs facteurs :

- le lieu où sont installés les hommes et leur concentration en ces lieux. La concentration aggrave la vulnérabilité : les tours du World Trade Center étaient particulièrement vulnérables,
- les hommes eux-mêmes : leur niveau de développement, leur âge, leur santé,
- divers facteurs humains susceptibles de limiter ou d'amplifier la sensibilité des hommes et des installations humaines aux aléas : la présence de poste de secours, la qualité des constructions, etc.



## I Les risques : définitions et moyens de protection

Pour limiter les risques lorsqu'il est impossible ou difficile d'agir sur l'aléa (un cas fréquent pour les aléas naturels), les sociétés tentent de réduire la vulnérabilité. Dans d'autres cas le travail consiste à identifier les espaces où un aléa peut survenir, une zone inondable, des zones d'éboulement, et à limiter ou y interdire la présence humaine. En France, les Plans de Prévention des Risques (PPR) créés par la loi du 2 février 1995 reposent sur l'identification de ces espaces. Par exemple, la figure I.1 présente la cartographie des risques de chutes de blocs dans le département de l'Isère.

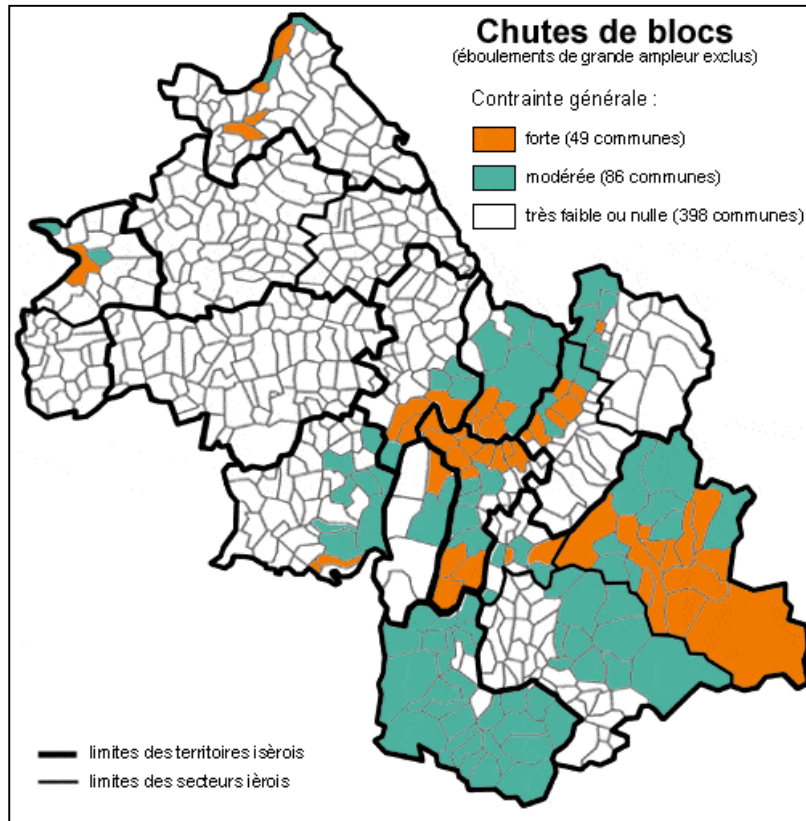


figure I.1 : sensibilité des communes de l'Isère aux risques de chutes de blocs [IRM, 03]

### I.1.3 Risque

« Le risque est défini comme étant l'espérance mathématique de pertes en vies humaines, blessés, dommages aux biens et atteinte à l'activité économique au cours d'une période de référence et dans une région donnée, pour un aléa particulier. Le risque est le produit de l'aléa par la vulnérabilité » [UND, 92].

Le risque est une notion difficile à appréhender qui ne prend de sens que lorsqu'un aléa entre en relation avec la vulnérabilité d'une société. Dépendant à la fois de l'un et de l'autre, le risque est apprécié de façon variable. Il est dit acceptable lorsque le niveau des pertes humaines et matérielles est perçu, par la communauté ou les autorités compétentes, comme tolérable, dans des actions visant à minimiser les risques de catastrophe [UND, 92].

On peut définir des zones à risques, des périodes de risques (dans le meilleur des cas) sans jamais savoir précisément où et quand une catastrophe va survenir. La réduction du risque passe par une action soit sur l'aléa soit sur la vulnérabilité, ou sur les deux lorsque c'est possible. Par exemple, contre les avalanches, reboiser les versants et construire des pare-avalanches tout en multipliant les conseils de sécurité aux skieurs.

### I.1.4 Catastrophe

« La catastrophe est une grave interruption de fonctionnement d'une société causant des pertes humaines, matérielles ou environnementales que la société affectée ne peut surmonter par ses ressources propres. Les catastrophes sont souvent classées suivant leur mode d'occurrence (brusque ou progressive) ou de leur origine (naturelle ou anthropique) » [UND, 92].

Si le risque est dans l'ordre du probable, la catastrophe est dans celui du réel. Elle se mesure par ses effets sur les hommes (victimes, blessés) ou sur leur environnement (dégâts matériels, perturbations économiques, atteintes à l'environnement).

## I.2 LES RISQUES DE CHUTES DE BLOCS ET LES SYSTÈMES DE PROTECTION

### I.2.1 Enjeux

En France, plus de 4500 communes sont concernées par des risques de mouvement de terrain. Parmi ces aléas, les chutes de blocs et de pierres sont caractérisées par le décrochement de volumes inférieurs à 100 m<sup>3</sup> (tableau I.1). Cet aléa fréquent et connu en zones montagneuses provoque de nombreux dommages sur les voies de communication et peut entraîner des pertes humaines.

Catégorie	Volume	Vitesse
Chutes de pierres	$\phi < 50 \text{ cm}$	< 40 m.s <sup>-1</sup>
Chutes de blocs	$\phi > 50 \text{ cm}$	
Éboulement	entre 100 m <sup>3</sup> et 100 000 m <sup>3</sup>	10-40 m.s <sup>-1</sup>
Écroulement	supérieur à 1 million de m <sup>3</sup>	> 40 m.s <sup>-1</sup>

tableau I.1: classification des différents types d'éboulement [REC, 97]

Le cas de la RN 212 dans les Gorges de l'Arly en Savoie en est un exemple typique avec une fermeture de la route en 2003 pendant plus de la moitié de l'année pour cause de chutes de blocs ou d'éboulements (figure I.2-a et b). Ces interruptions du trafic sont d'autant plus dommageables que la société devient de plus en plus dépendante des moyens de communication. Le risque vis-à-vis de la sécurité des usagers et sur les enjeux économiques se trouve accru lorsque l'utilisation connaît des pointes en période de fort aléa (cas du tourisme hivernal). Le problème des chutes de blocs ne se limite pas uniquement aux infrastructures montagneuses comme le montre l'éboulement au printemps 2004 (figure I.2-c) qui s'est produit en plein centre ville de Chambéry.



figure I.2 : (a, b) éboulement de 200 m<sup>3</sup> sur la RN 212 en juillet 2004 – (c) éboulement près du parking de la Falaise à Chambéry au printemps 2004

La réalisation des ouvrages de sécurisation des itinéraires dit sensibles vis-à-vis des risques de chutes de blocs correspond donc à une attente générale de maîtrise des risques naturels. En dehors des enjeux humains, le choix de la prévention, plutôt que de l'intervention d'urgence, a également une incidence budgétaire significative. Le département de la Savoie, par exemple, a lancé un ambitieux programme de sécurisation des routes de montagne (Plan Qualité Route) d'un montant global de 260 millions d'euros pour les années 2000 – 2006 [CG, 04].

Par ailleurs, dans la logique de promotion du développement durable, la doctrine de gestion des espaces s'affirme au sein de la puissance publique. En résumé, décider de réaliser des ouvrages de sécurisation et protection, c'est faire un choix d'aménagement de l'espace qu'il importe de rendre durable, tant par la connaissance des aléas auxquels l'ouvrage et ce qu'il protège seront soumis, que par une bonne appréciation de la fonctionnalité de ce que l'on protège et par une bonne maîtrise de la réponse de l'ouvrage [TOU, 02].

### I.2.2 Description du phénomène

Le processus de chute de blocs commence avec la dégradation de matériaux rocheux ou meuble sur une pente raide le long d'une surface sur laquelle ne se développe que peu de mouvement de cisaillement. Le matériau tombe ensuite principalement en chute libre, en rebondissant et/ou en roulant. Ce phénomène se divise donc en deux phases : la phase de détachement et la phase de chute (figure I.3). La prévision du premier aspect relève d'une expertise détaillée de la roche (conditions géologiques, discontinuités, exposition, altération). Le recueil d'observations historiques et locales reste un élément décisif de la qualité des prévisions. La prévision des risques à court terme est assez empirique à cause de la forte influence des phénomènes météorologiques.

## I Les risques : définitions et moyens de protection

La modélisation des trajectoires des blocs a fait l'objet de nombreuses recherches, notamment dans le cadre du projet INTERREG II C [INT, 01]. Les logiciels de trajectographie PROPAG (LCPC-CETE Lyon), ADRGT, EBOULEMENT (EPFL Lausanne) ont été comparés. Il ressort que la prévision des énergies atteintes par les blocs reste assez variable en fonction des modèles utilisés et la nécessité de toujours confronter les résultats des calculs avec la réalité observée sur le site d'étude.

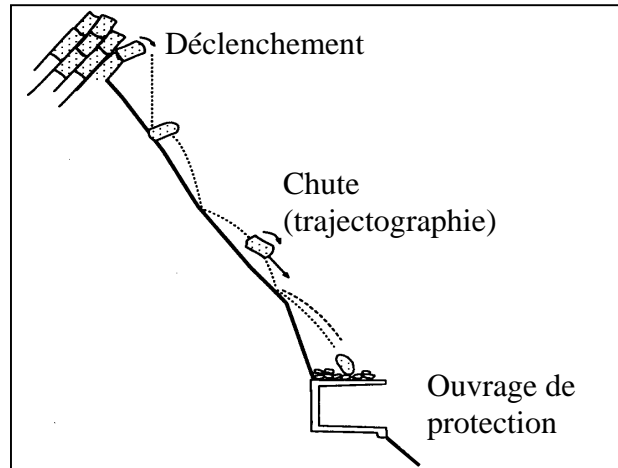


figure I.3 : différentes phases lors de la chute d'un bloc [MON, 98]

### I.2.3 Exemples de protections

De nos jours, pour se protéger contre les chutes de blocs, diverses parades sont envisageables qui dépendent des paramètres suivants : le volume des blocs, la fréquence des chutes, la nature des ouvrages à protéger et le coût financier. Les différents types de protection se décomposent en deux grandes familles :

- les protections actives dont le principe est de supprimer l'aléa ou de le rendre acceptable,
- les protections passives qui ne suppriment pas l'aléa mais diminuent très fortement la vulnérabilité du site.

Sans que la liste soit exhaustive, les principaux types de protections existantes sont les suivantes [BOU, 01] :

- *Purge de paroi* : ce procédé vise à éliminer par divers moyens (manuellement à l'aide d'une canne à purger, à l'éclateur hydraulique, par minage ou par mise en œuvre de ciment expansif, etc.) des masses instables situées dans des parois et pouvant, suite à diverses manifestations externes (météorologiques, sismiques, etc.), tomber et endommager des installations en aval ;
- *Ancrages* : lorsque les masses instables sont volumineuses et impossibles à purger mais peuvent se désolidariser à court ou moyen terme, des boulons d'ancrage passifs sont mis en place pour maintenir ces masses au support stable (figure I.4-a). Ils sont dits actifs lorsqu'ils sont mis en tension ;
- *Béton projeté* : une peau en béton armé d'un treillis métallique ou en béton renforcé par des fibres est utilisée principalement en cas d'érosion du sol ; cette solution est préconisée pour des talus en terrain meuble et de forte pente. Le béton peut être teinté pour une meilleure intégration au site ;





figure I.4 : (a) ancrages passifs près du barrage d'Eposson en Suisse – (b) grillages de protection, (c) piège à blocs de type merlon constitué de gabions, (d) filets métalliques de protection dans le Val d'Arly (d)

- *Contrefort en béton* : le béton est coulé pour remplir des cavités ou pour asseoir des masses instables. Cette solution très simple en bordure de routes, s'avère délicate quand sa mise en œuvre se fait en pleine paroi et à grande hauteur ;
- *Filets plaqués* : utilisés comme « emmaillotement » d'ensemble de blocs instables et de gros volumes, ils solidarisent les blocs entre eux. Des ancrages périphériques fixés à l'extérieur de la zone critique maintiennent le filet plaqué à la paroi ;
- *Grillage de protection* : très fréquent sur les bords des talus, ce système économique permet de canaliser et de guider les blocs de petite taille ou d'empêcher leur chute par confinement (figure I.4-b) ;
- *Piège à blocs de type merlon* : une digue est érigée pour limiter la propagation des blocs (figure I.4-c). Le parement amont peut être plus ou moins vertical suivant les méthodes utilisées ;
- *Filets métalliques de protection contre les chutes de pierres* : ils trouvent leur application quand les risques d'éboulement rocheux mettent en évidence un très grand nombre de compartiments instables qui ne peuvent être traités ponctuellement en raison de leur multitude, de leur volume et des difficultés d'accès. Ces écrans pare-

## I Les risques : définitions et moyens de protection

pierres sont des structures déformables qui absorbent l'énergie cinétique du bloc dans la déformation du filet et dans des pièces de freinage (figure I.4-d). Ces systèmes sont limités à des énergies d'impact ne dépassant pas 5000 kJ.

- *Galeries de protection pare-blocs* : elles se composent d'une dalle de couverture, placée au-dessus de la route à protéger, recouverte ou non d'un matériau dissipant. Ces pare-blocs sont utilisés dans les mêmes cas que les filets métalliques de protection mais pour des fréquences de chutes de blocs plus élevées et permettent de dissiper une énergie pouvant être supérieure 15 000 kJ.

Le tableau I.2 classe les systèmes de protection listés précédemment en fonction de la nature du risque et de leurs utilisations.

Classe	Type	Nature du risque	Utilisations et recommandations
<b>Protections actives</b>	Purges de paroi	Blocs - masse de faible volume bien individualisée	Solution temporaire nécessitant la surveillance régulière de la falaise
	Ancrages	Ecailles Masse importante	Suivi de la tension des ancrages Difficulté d'accès
	Contreforts en béton	Surplombs Blocs	Falaise de faible hauteur
	Filets plaqués	Blocs	La zone d'ancrage doit offrir toute garantie de stabilité
	Béton projeté	Petites pierres Instabilités superficielles	Esthétique discutable Vérification de l'absence de roches gonflantes Dispositions contre la pression de l'eau
<b>Protections passives</b>	Merlons	Blocs Éboulement de faible volume	Entretien périodique de la butte Purge de la fosse Attention au risque d'instabilité résultant de la surcharge Maîtrise du ruissellement à l'amont
	Filets métalliques	Blocs isolés Éboulement de quelques blocs	Énergie d'impact inférieure à 5000 kJ Mise en place relativement simple Surveillance de la tension des haubans Purge des filets
	Galeries	Blocs, éboulements Grand nombre de compartiments instables	Énergie d'impact importante (supérieure à 15 000 kJ) Purge du toit de la galerie

tableau I.2 : synthèse des différents types de protection

La figure I.5 donne des gammes de prix au mètre linéaire des différents types de protection en fonction de l'énergie d'impact. Cette figure est issue d'une publication de H. Yoshida [YOS, 99] sur laquelle ont été rajoutés les pare-blocs structurellement dissipant (PSD).

## I Les risques : définitions et moyens de protection

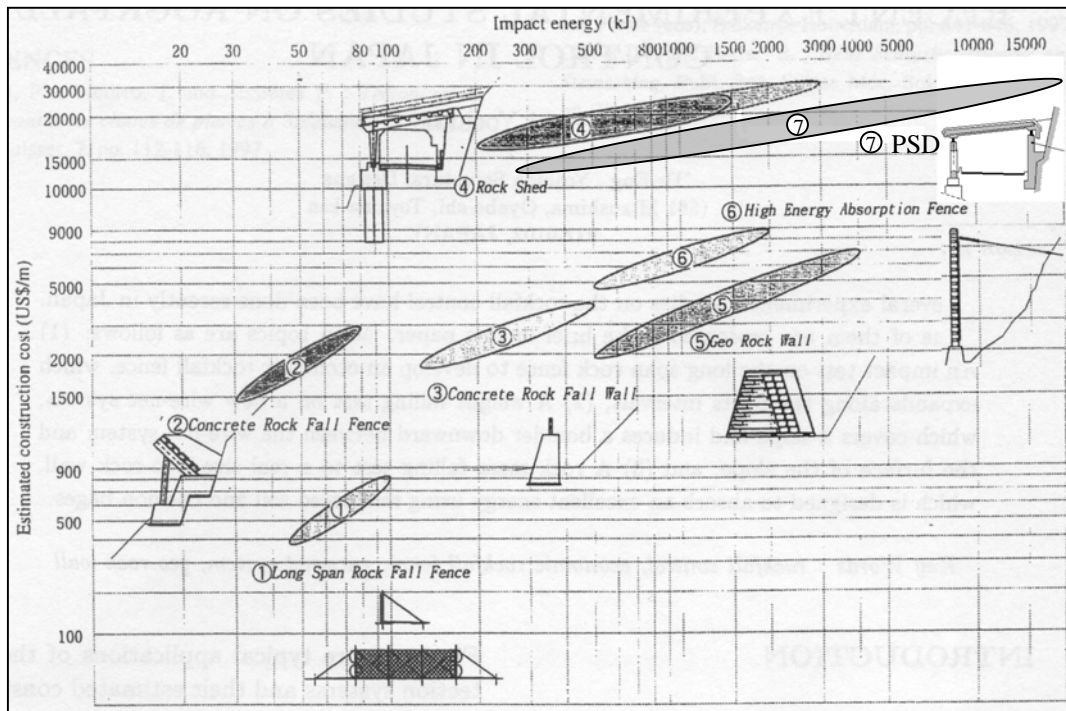


figure I.5 : comparatif des prix et des énergies d'impact pour différents systèmes de protection [YOS, 99]

### I.3 LES GALERIES DE PROTECTION PARE-BLOCS

La technique habituelle des galeries de protection consiste à réaliser, dans la zone exposée aux chutes de blocs, une dalle recouverte d'un matériau de couverture, comme le montre la figure I.6. Dans un tel ouvrage, la couche de sol au-dessus de la dalle n'a qu'une fonction dissipative : elle absorbe l'énergie d'impact.

La conception de la dalle en béton armé repose ainsi essentiellement sur une approche statique puisque sa fonction se résume à supporter la masse du remblai et une pression statique « équivalente ». Malheureusement cette technique, très employée jusqu'à présent, engendre de nombreux problèmes comme le recours à l'utilisation de fondations spéciales (due au poids propre important du matériau de couverture et de la structure) et la maintenance et la surveillance régulière de la structure de l'ouvrage (évacuation des blocs restés sur l'ouvrage, re-faisonnement du remblai de couverture après un impact important).

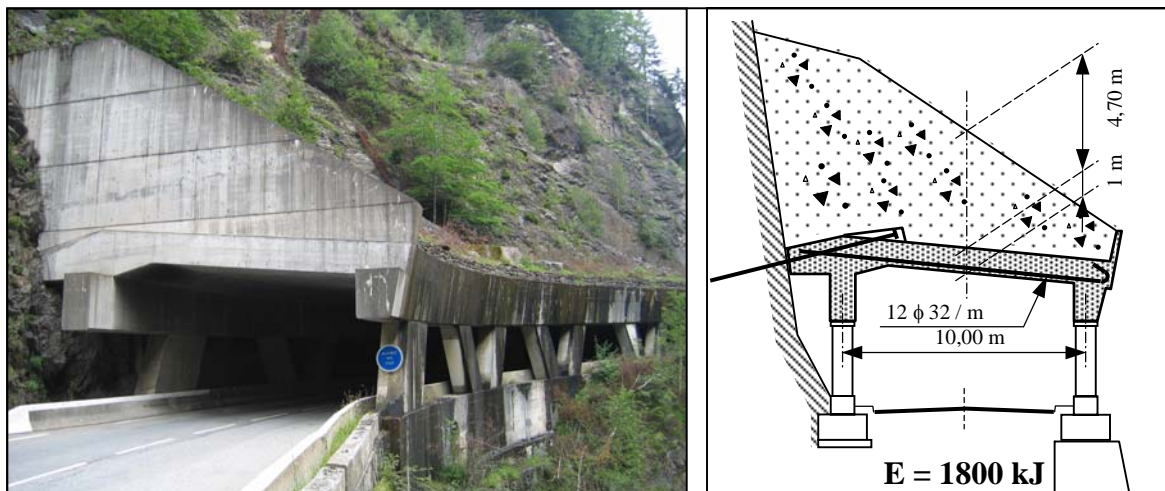


figure I.6 : pare-blocs de conception classique (Val d'Arly - Savoie)



## I Les risques : définitions et moyens de protection

Un nouveau concept de galerie pare-blocs appelé Pare-blocs Structuellement Dissipant (PSD), mis au point par le bureau d'études Tonello IC [IVO, 01] en collaboration avec le LOCIE, est en plein essor.

La principale innovation des pare-blocs structuellement dissipant consiste à supprimer la couche de remblai et à dissiper l'énergie d'impact au sein de la dalle en béton armé et des appuis (figure I.7). L'énergie cinétique du bloc est absorbée directement par la mise en flexion de la dalle pouvant aller jusqu'à la fissuration du béton et la plastification des armatures, lorsque le choc a lieu en travée, ou par le cloquage d'appuis fusibles pour un impact en rive [DEL, 03-a]. La dalle n'est donc plus uniquement sollicitée en élasticité mais également en plasticité pour les chocs dit « exceptionnels », de forte intensité mais de faible occurrence. Un certain niveau d'endommagement entraînant des déformations permanentes est alors accepté. La structure est donc amenée à subir des réparations qui sont les suivantes :

- pour les chocs en partie centrale, la zone d'impact fortement fissurée sera démolie puis reconstruite,
- pour les chocs sur appuis, les appuis ayant plastifié seront simplement changés par vérinage.

Par contre pour les chocs ayant un niveau d'énergie dit « courant » (impact de plus forte occurrence), la dalle se déforme uniquement dans son domaine « élastique » et ne subit aucun endommagement significatif (légère fissuration du béton mais pas de plastification des armatures). Aucune intervention de maintenance n'est donc nécessaire après cette catégorie d'impact.

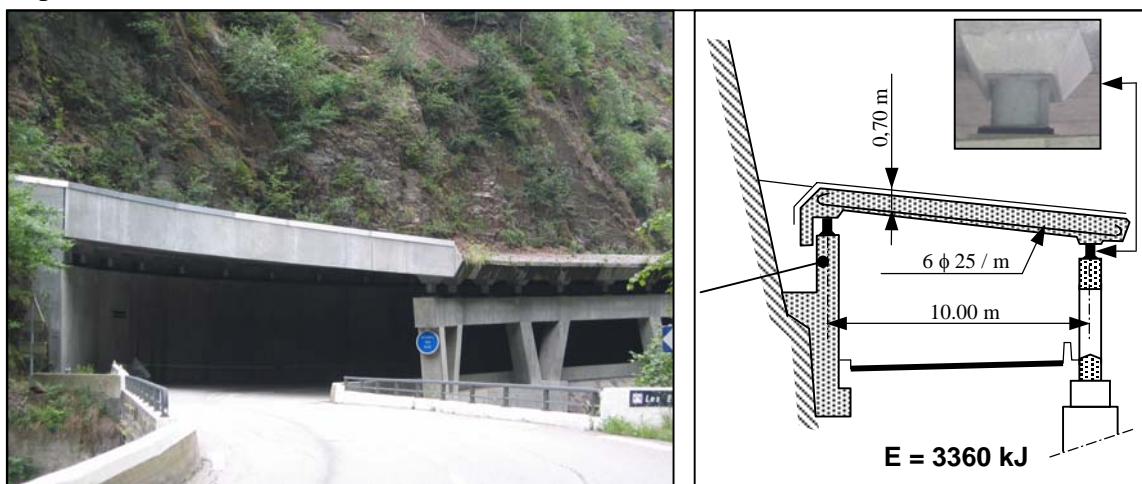


figure I.7 : Pare-blocs Structuellement Dissipant des Essariaux (Val d'Arly - Savoie)

Les avantages de ce type de structure sont de réduire d'environ 30 % l'épaisseur de la dalle de couverture par rapport à une conception classique, entraînant une diminution du poids propre de la structure. Ce gain de poids engendre des économies significatives sur les fondations, souvent réalisées dans des sols de mauvaise qualité ou de mise en œuvre délicate (à flanc de montagne par exemple). De plus, les chocs au niveau des appuis sont pris en compte grâce aux appuis fusibles, rendant la dalle indépendante du reste de la structure. La maintenance et l'entretien sont également facilités par le fait que la dalle est accessible, les blocs pouvant ainsi être facilement évacués.

Le premier ouvrage réalisé est le pare-blocs des Essariaux (figure I.7) en 1998 sur la RN 212 dans les gorges de l'Arly en Savoie (énergie d'impact de 3360 kJ) et le deuxième est la galerie pare-blocs de la Grande Platte (énergie d'impact 6050 kJ), sur la RD 91 b sur les communes de Champagny-en-Vanoise et du Planay (Savoie). Plusieurs projets sont en cours dont notamment la galerie pare-pierres de Poniente (Savoie) qui, dans l'étude initiale, était inclinée et pouvait dissiper une énergie de 16600 kJ.



## I Les risques : définitions et moyens de protection

## **II ÉTAT DES CONNAISSANCES SUR LES CHOCS ET IMPACTS SUR STRUCTURES**

## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures

## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures

Les travaux portant sur les chocs et impacts sur des structures sont très nombreux et variés de par la complexité du problème et la diversité des champs d'application. Ces recherches traitent principalement de l'étude de sollicitations dynamiques appliquées soit directement sur les matériaux, soit sur l'ensemble de la structure.

Cette étude bibliographique se divisera en deux parties principales. Dans un premier temps, les éléments théoriques traitant des chocs et de la modélisation des problèmes d'impact sur des structures seront abordés. La notion de choc et les effets de vitesse sur les matériaux seront analysés, ainsi que les différentes modélisations existantes. Ensuite une partie sera consacrée aux études expérimentales ayant déjà été effectuées. Les principales manipulations concernant des galeries de protection pare-blocs seront décrites ainsi que différents essais d'impact et d'explosion sur des structures.

### II.1 ÉLÉMENTS THÉORIQUES SUR LES CHOCS ET MODÉLISATION DES PROBLÈMES D'IMPACT

#### II.1.1 Éléments théoriques

##### II.1.1.1 Sollicitations dues à des chocs

Dans le cas de chocs comme des explosions, les sollicitations appliquées à l'ouvrage dépendent de très nombreux paramètres. Ainsi, pour les chocs, la force d'impact dépend de la géométrie des deux corps impactants, de leur raideur, de leur masse, de leur vitesse initiale, etc.

Une des difficultés dans les problèmes de chocs réside dans la quantification des échanges d'énergie. Dans tous les cas, les lois de conservation de la masse et de la quantité de mouvement s'appliquent pour décrire le choc entre deux masses ponctuelles. Ainsi, en considérant deux masses ponctuelles «  $m_1$  » et «  $m_2$  » animées respectivement de vitesses «  $\vec{v}_1$  » et «  $\vec{v}_2$  », avant choc et «  $\vec{v}_1'$  » et «  $\vec{v}_2'$  », après choc, la conservation de la quantité de mouvement, indépendamment de toute action extérieure, s'écrit [MES, 99] :

$$m_1 \vec{v}_1 + m_2 \vec{v}_2 = m_1 \vec{v}_1' + m_2 \vec{v}_2' \quad (\text{II.1})$$

Ce même principe de conservation de la masse, appliqué à l'une des masses seulement, permet de faire apparaître l'impulsion «  $\vec{I}$  » :

$$m_2 \vec{v}_2' - m_2 \vec{v}_2 = \vec{I} = \int_t^{t_+} \vec{F}_c dt \quad (\text{II.2})$$

où  $\vec{F}_c$  représente l'effort de contact appliqué par la masse «  $m_1$  » à la masse «  $m_2$  » pendant la durée du choc «  $\Delta t = t_+ - t$  ». Si le temps d'application de la force devient très petit, l'impulsion devient alors un choc ou une percussion [LAR, 86]. Suivant la nature des corps, et la durée du choc la force de contact, ou de percussion, a des grandeurs très différentes.

Pendant la phase de contact entre les deux corps, une certaine quantité d'énergie peut être dissipée. Dans la pratique, pour le cas de solides indéformables, cette perte d'énergie est quantifiée à l'aide d'un coefficient «  $e$  » de restitution défini par le rapport soit des vitesses soit des énergies cinétiques relatives avant (respectivement  $\Delta v$  et  $\Delta E_c$ ) et après choc (respectivement  $\Delta v'$  et  $\Delta E_c'$ ) [CHA, 02] :

$$e = \frac{\Delta v'}{\Delta v} \quad (\text{II.3}) \quad \text{ou} \quad e = \frac{\Delta E_c'}{\Delta E_c} \quad (\text{II.4})$$

Les deux cas extrêmes, à savoir  $e = 1$  et  $e = 0$ , correspondent respectivement à un choc parfaitement élastique (aucune dissipation d'énergie) et à un choc mou ou parfaitement

## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures

plastique (les deux masses restent en contact après choc). Ce coefficient dépend, en réalité, de la vitesse d'impact, des dimensions des corps entrant en collision, ainsi que de leurs propriétés élastiques et viscoélastiques.

La prise en compte de la déformabilité introduit des échelles à la fois spatiale et temporelle. En effet, d'une part un effort de contact se développe sur une zone de contact évolutive au cours du temps et d'autre part le choc engendre des ondes qui provoquent une mise en mouvement de l'ensemble de la structure. Les impacts sur des structures se découpent donc en deux problèmes : l'évaluation de l'effort de contact et le calcul de la réponse de la structure. Le début de la réponse de la structure peut être traité notamment à l'aide de différents schémas d'intégration temporelle de base modale. En revanche, l'étude du mouvement ultérieur de la structure est déterminée par des méthodes d'intégration implicites afin de limiter le nombre de pas de temps [MES, 99]. Concernant la détermination de l'effort de contact, plusieurs formulations existent, pour les impacts entre un solide et un plan, dépendant des hypothèses faites sur la nature du contact.

### II.1.1.2 Effort de percussion

#### II.1.1.2.1 Contact élastique

De nombreuses équations, exposant la valeur de l'effort de contact entre deux corps soumis à une compression mutuelle, ont été étudiées. La relation classiquement utilisée est dérivée de la théorie du contact élastique de Hertz. Les hypothèses à vérifier sont à la fois celles de l'élasticité et de la quasi-staticité, qui sont, pour le contact entre une sphère et un plan :

- la collision se réalise sans dissipation d'énergie ; la sphère rebondit donc avec une énergie égale à son énergie incidente [LIF, 63] ;
- les surfaces sont topographiquement lisses, c'est-à-dire continues ;
- les dimensions significatives de l'aire de contact doivent être petites par rapport aux dimensions de chaque corps et au rayon de courbure relatif des surfaces ;
- chaque corps est considéré comme un milieu semi-infini et les déformations sont petites.

H. Hertz démontre en 1896 [HER, 96] que le domaine de contact est délimité par une ellipse, quelle que soit la géométrie initiale des corps. La force de contact «  $F$  » s'exprime en fonction de la profondeur d'interpénétration «  $\delta$  » (figure II.1) selon l'équation (II.5) [JOH, 85].

$$F = K \delta^{3/2} \quad (II.5)$$

avec, pour une sphère de rayon «  $R$  » :

$$K = \frac{4\sqrt{R}}{3} \left( \frac{1-\nu_s^2}{E_s} + \frac{1-\nu_p^2}{E_p} \right)^{-1} \quad (II.6)$$

$E_s, E_p$  = modules d'Young de la sphère et du plan

$\nu_s, \nu_p$  = coefficients de Poisson de la sphère et du plan

En considérant une sphère de rayon «  $R$  », de masse «  $m$  » et de vitesse «  $v_{imp}$  », entrant en collision avec un plan immobile, la force de contact maximale «  $F_{max}$  » apparaissant au cours de la collision vaut [FAL, 97] :

$$F_{max} = \left( \frac{5m}{4} \right)^{3/5} K^{2/5} v_{imp}^{6/5} \quad (II.7)$$

## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures

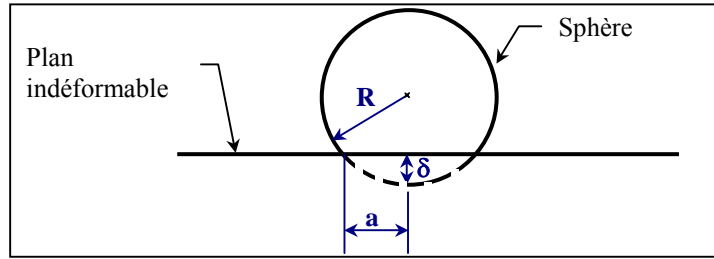


figure II.1 : interpénétration d'une sphère dans un plan indéformable

La théorie de Hertz donne des résultats très concluants dans la prédiction d'observations expérimentales du processus d'indentation, aussi bien sous des conditions statiques que dynamiques, tant que des déformations plastiques trop importantes n'apparaissent pas. Or, lors d'un contact entre un bloc rocheux et une dalle en béton à une vitesse assez élevée, le bloc se fracture et l'utilisation directe de la théorie de Hertz pour déterminer l'effort de contact peut s'avérer difficile.

### II.1.1.2.2 Contact non-élastique

La variation de la force de contact « F » pour une compression quasi-statique d'une sphère de rayon « R » avec des déformations permanentes dans un rayon « a » a été déterminée empiriquement par Meyer [TAB, 51] à partir d'une grande série de tests :

$$F = k a^n \quad (\text{II.8}) \quad \text{où} \quad k = \frac{C}{R^{n-2}} \quad (\text{II.9})$$

où C et n sont des constantes dépendant des matériaux.

Pour un impact entièrement plastique, entre une sphère infiniment rigide et un plan déformable (n = 1), la force « F » peut s'exprimer par :

$$F = \pi p_0 (2R\delta - \delta^2) \quad (\text{II.10})$$

$$\text{ou } F \approx 2\pi p_0 R\delta \quad (\text{II.11})$$

avec  $p_0$  = pression moyenne limite à l'interface sphère-plan

$\delta$  = distance d'interpénétration entre les deux corps

Les valeurs suivantes pour la pression moyenne limite «  $p_0$  » à l'interface sphère-plan sont données, avec «  $\sigma_y$  » la limite élastique de compression du matériau constituant le plan, par :

- $p_0 = 1,1 \sigma_y$ , lorsque l'on est à la limite de l'apparition des déformations plastiques [GOL, 60],
- $p_0 = 3 \sigma_y$ , lorsque l'on est dans des conditions de déformations totalement plastiques [TAB, 51],
- $2,69 \sigma_y < p_0 < 3,13 \sigma_y$ , selon les essais réalisés par van Mier [VAN, 91] entre une sphère en béton et une pile indéformable.

J. J. Jensen et K. Hoiseth [JEN, 83], au travers d'impacts entre une sphère en acier et une plaque en béton, et J. G. M. van Mier [VAN, 91], par l'intermédiaire d'essais de chocs entre un impacteur en béton et une pile en béton indéformable, ont montré que l'évolution de l'effort de contact au cours du temps se décomposait en trois phases différentes (figure II.2) :

- Une première phase avec une élévation constante de l'effort attribuée au comportement élastique des matériaux. La relation effort-temps peut être évaluée par une fonction sinus [REI, 85] ; cependant, si aucune fissure locale ou écrasement du béton n'apparaît très rapidement, la fonction sinus peut être approchée par une ligne droite. La pente de cette droite dépend du paramètre de contact « K » de la théorie de Hertz [équations (II.5) et (II.6)] ;

## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures

- Une deuxième phase avec un effort quasi-constant au cours du temps due au comportement plastique des matériaux. Cette phase débute lorsque les fissures et l'écrasement du béton jouent un rôle prépondérant, c'est-à-dire quand la contrainte limite de rupture du béton à l'interface «  $p_0$  » est atteinte, soit, pour une force «  $F_{\max}$  » :
$$F_{\max} = \sigma_0 S_p \quad (\text{II.12})$$
avec  $S_p$  = aire de la zone plastifiée ;
- Une troisième phase avec une restitution élastique après que l'effort maximal a été atteint. Cette phase peut être calculée à partir de la théorie de Hertz, en connaissant la raideur et la surface de la zone élastique restante du matériau.

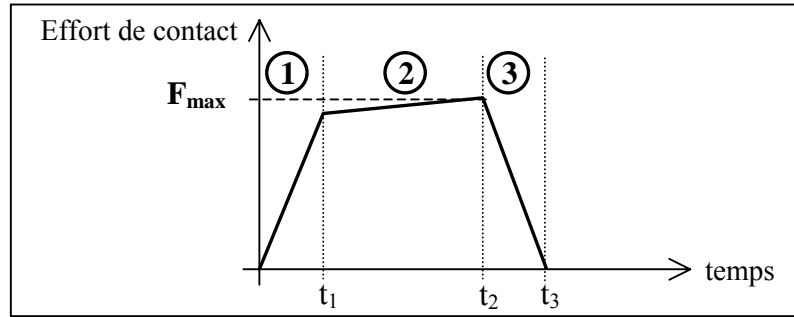


figure II.2 : modèle élasto-plastique simplifié de l'évolution de l'effort de contact au cours du temps

Dans le cas de la pénétration d'un impacteur de forme conique ou pyramidale dans une surface plane, la phase initiale élastique n'est pas présente et les déformations plastiques sont générées instantanément [GOL, 60]. Plusieurs relations supposant une contrainte de rupture à l'interface bloc-plan constante et négligeant la restitution [TAB, 51] [DAV, 60] ont été proposées, la plus simple étant :

$$F = \pi p_0 a^2 \quad (\text{II.13})$$

avec  $p_0 = 3 \sigma_y$ , pression moyenne limite à l'interface impacteur-plan  
 $a$  = rayon de la surface de contact impacteur-plan

Lors de chocs sur une dalle en béton, le bloc s'effrite et s'écaille fortement et la surface d'impact de la dalle est également fissurée. Dans ces conditions, le contact se rapproche plus d'un contact plastique [équation (II.13)] que d'un contact élastique.

Dans l'ensemble des formulations, les caractéristiques des matériaux impactant interviennent. Il convient donc de prendre en compte les effets de la vitesse sur leurs propriétés mécaniques.

### II.1.2 Effets de la vitesse sur les matériaux

#### II.1.2.1 Béton

De nombreuses études du comportement du béton en dynamique ont été menées à partir d'essais expérimentaux sur des éprouvettes dans lesquelles variait la vitesse de chargement par rapport à une vitesse quasi-statique de référence (de l'ordre de  $10^{-4} \text{ s}^{-1}$ ). Les essais de compression et traction directes en quasi-statique sont effectués à partir d'une machine hydraulique permettant d'atteindre néanmoins des vitesses de déformation maximales de  $10^{-1} \text{ s}^{-1}$ . Une vitesse de déformation jusqu'à  $1 \text{ s}^{-1}$  est obtenue par des essais Charpy [GOP, 96] mais seules des informations concernant les contraintes et déformations ou les modes de rupture sont recueillies. Pour le béton, des essais de lâcher de poids sont couramment employés, permettant d'atteindre des vitesses de déformation de l'ordre de  $10 \text{ s}^{-1}$ . En général, les masses varient de 50 à 100 kg et sont lâchées d'une hauteur de 2 à 3 m ce qui permet

## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures

d'obtenir une vitesse d'impact de 6 à 10 m.s<sup>-1</sup>. Les vitesses de déformation jusqu'à 10<sup>2</sup> s<sup>-1</sup> peuvent être obtenues grâce aux barres d'Hopkinson. Enfin, des vitesses de déformation supérieures à 10<sup>3</sup> s<sup>-1</sup> sont possibles en utilisant des charges explosives placées contre ou près de l'éprouvette.

La figure II.3, issue de la synthèse sur des essais de compression dynamique de P. H. Bischoff et S. H. Perry [BIS, 91], montre que la résistance du béton en compression augmente significativement avec la vitesse de déformation.

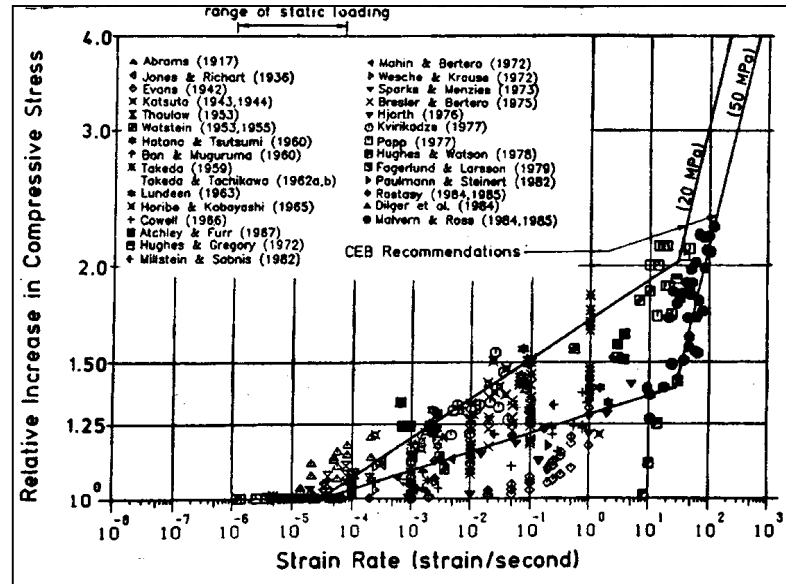


figure II.3 : rapport des résistances dynamique et statique du béton en compression en fonction de la vitesse de déformation [BIS, 91]

Concernant l'évolution de la déformation longitudinale en compression lors du pic d'effort, aucune tendance nette ne se dégage des résultats expérimentaux [SER, 98], permettant de conclure que la déformation à la rupture n'est pas influencée par la vitesse de chargement.

Peu d'essais ont été effectués concernant l'évolution du module d'Young et du coefficient de Poisson, mais d'après les études menées par P. H. Bischoff et S. H. Perry [BIS, 91], il apparaît que la vitesse de chargement a une influence très limitée.

Concernant le comportement en traction, les campagnes expérimentales ont permis de mettre en évidence une sensibilité plus forte que lors des tests en compression (figure II.4).

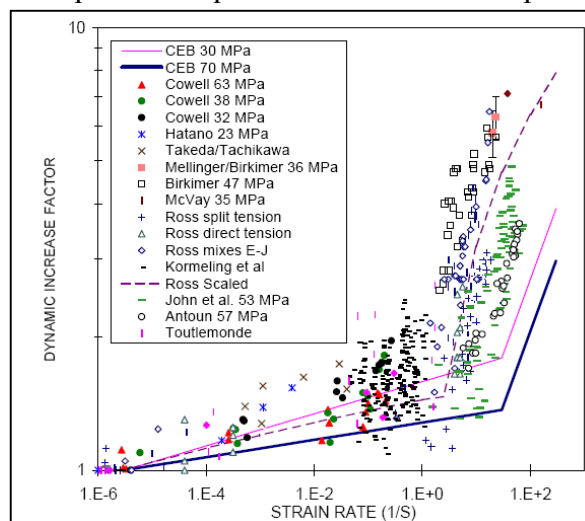


figure II.4 : rapport des résistances dynamique et statique du béton en traction en fonction de la vitesse de déformation [MAL, 98]



## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures

Les effets de la vitesse où l'évolution de la résistance est « lente » (jusqu'à  $1 \text{ s}^{-1}$ ) sont intimement liés à la présence d'eau libre dans le béton et plus particulièrement à la saturation des pores des hydrates du béton. Pour des vitesses de déformation supérieures, l'influence de l'eau libre est alors négligeable. Une explication possible [SER, 98] consiste à associer les effets de vitesse à une résistance accrue à la propagation de macro-fissures due aux effets d'inertie locale.

### II.1.2.2 Acier

Plusieurs études expérimentales ont eu lieu afin de caractériser l'influence de la vitesse de chargement sur les propriétés mécaniques de l'acier (figure II.5). P. Soroushian et K. B. Choi [SOR, 87] ont notamment testé des armatures pour béton armé et en ont tiré les conclusions suivantes :

- les limites élastiques (figure II.5) et de rupture (figure II.6) en traction de l'acier augmentent avec l'accroissement de la vitesse de chargement,
- la valeur du module d'Young est indépendante de la vitesse de chargement,
- la déformation à la rupture de l'acier n'est quasiment pas influencée par la vitesse de chargement.

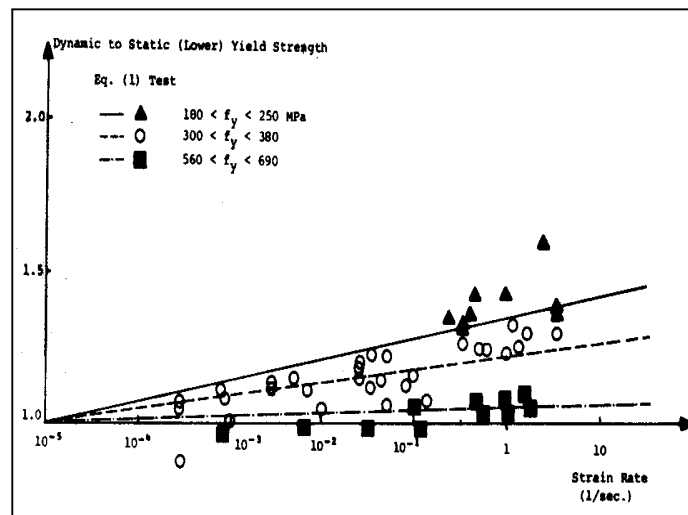


figure II.5 : rapport des limites élastiques dynamique et statique en fonction de la vitesse de déformation pour l'acier [SOR, 87]

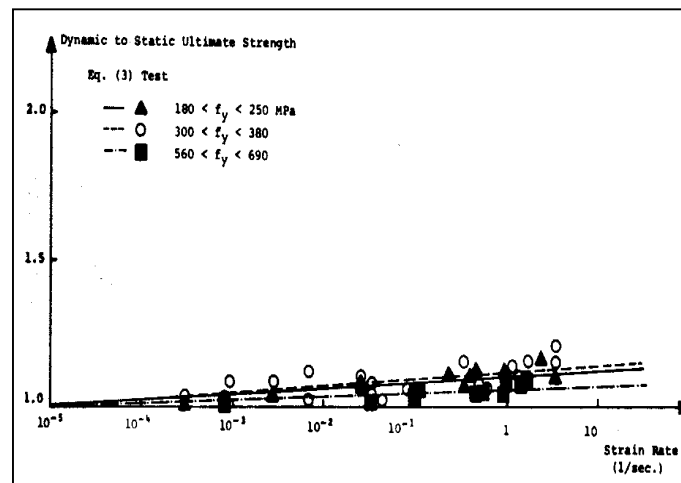


figure II.6 : rapport des limites de rupture dynamique et statique en fonction de la vitesse de déformation pour l'acier [SOR, 87]

## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures

D'après P. Soroushian et K. B. Choi [SOR, 87], le paramètre principal influençant les effets de vitesse est la limite élastique de l'acier. Les autres paramètres comme la forme ou le type d'acier n'ont pas d'influence notable.

F. Toulemonde a établi des ordres de grandeurs des vitesses de déformation en fonction du type de choc. D'après la figure II.7, pour des chutes de blocs, la vitesse de déformation est comprise entre  $5.10^{-3}$  et  $80 \text{ s}^{-1}$ . Pour une vitesse de déformation de  $0,5 \text{ s}^{-1}$ , les majorations à apporter aux limites élastiques de l'acier et du béton sont les suivantes :

- béton :  $f_{bc,dyn} = 1,35 \times f_{bc}$   
 $f_{bt,dyn} = 2 \times f_{bt}$
- acier :  $\sigma_{se,dyn} = 1,4 \times \sigma_{se}$

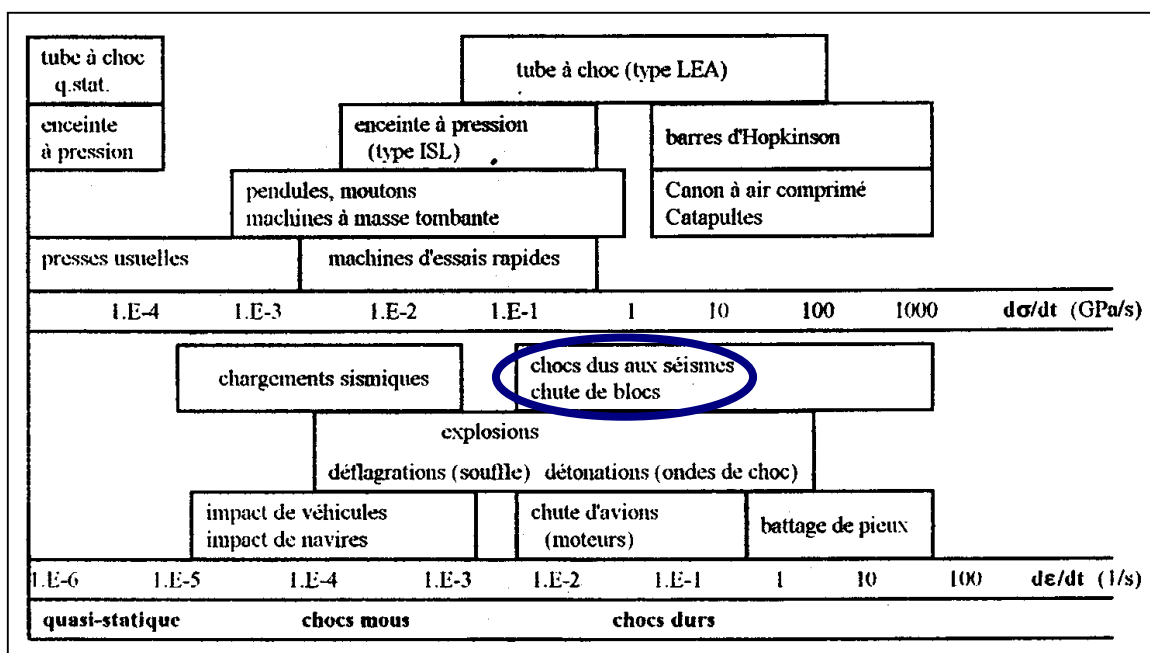


figure II.7 : vitesses de déformation en fonction du type de choc [TOU, 95]

### II.1.3 Modélisation des impacts sur structure

#### II.1.3.1 Pratiques de l'ingénieur

Les normes et textes réglementaires permettant aux ingénieurs de dimensionner les structures vis-à-vis des problèmes des chocs sont peu nombreux et spécialement en ce qui concerne les structures de protection. En effet, dans ce cas, le choc ne doit pas être considéré comme une action accidentelle mais comme une action de service. Le principe de l'ensemble des méthodes, employées en bureau d'études, consiste à ramener le choc à un effort statique équivalent, permettant ensuite un dimensionnement en statique.

Les actions de type chocs et explosions sont traitées, en Europe, dans l'Eurocode 1 [EC1, 98] et les problèmes particuliers d'impact d'avion et de missiles dans des règlements spécifiques à chaque pays. Le problème des galeries pare-blocs est abordé dans une directive suisse [JAC, 99] ainsi que dans un manuel japonais [JAP, 83] mais uniquement pour des dalles recouvertes d'un matériau dissipatif. La description succincte de ces textes et recommandations permettra de donner une vision des moyens de dimensionnement mis à la disposition des bureaux d'études.

## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures

### II.1.3.1.1 Structures soumises à des impacts et explosions

L'Eurocode 1, partie 2-7 [EC1, 98], traite des actions accidentelles dues aux chocs et explosions. Les actions dues à un choc sont détaillées dans les cas suivants :

- collisions dues aux véhicules,
- collisions dues aux trains,
- collisions dues aux bateaux,
- atterrissage brutal d'hélicoptères sur les toitures.

Le processus de choc est déterminé par la distribution des masses, par le comportement de déformation, par les caractéristiques d'amortissement et par les vitesses initiales à la fois du corps produisant le choc et de la structure. Il en ressort des efforts statiques équivalents, s'appliquant sur les éléments, donnés forfaitairement en fonction de l'impactant (masse, vitesse, type) et de la structure (pile, barrière de sécurité, etc.).

Une annexe donne également un calcul affiné pour les actions accidentelles de type choc. Le corps impactant et la structure sont considérés comme un objet global. La structure est supposée rigide et immobile et l'impacteur est modélisé par un barreau continu élastique équivalent. La force d'interaction maximale résultante « F » et la durée de l'action «  $\Delta t$  » sont données par :

$$F = v_r \sqrt{k m}$$
$$\Delta t = \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (\text{II.14})$$

avec  $v_r$  = vitesse de l'impacteur au moment du choc  
 $k$  = rigidité élastique équivalente de l'impacteur  
 $m$  = masse de l'impacteur

Cette expression donne la valeur maximale de la force sur la surface extérieure de la structure.

Le problème des impacts d'avion sur paroi rigide fait encore l'objet de nombreux travaux, compte tenu des enjeux de sûreté dans l'industrie nucléaire, l'objectif étant de déterminer la force de choc associée à l'avion. Suivant les pays, différents types d'avion (tourisme, militaire, ...) sont considérés. En France, par exemple, les règles et critères de dimensionnement RCC-G [RFS, 86] font référence à des avions de tourisme. Le principe de ces règlements est de donner, en fonction du modèle d'avion, la sollicitation à prendre en compte (pic d'effort et temps de contact) pour dimensionner la structure.

De nombreuses études ont aussi été menées sur la résistance à la perforation de murs soumis à des impacts de missiles. Les formulations empiriques sont issues de programmes d'expérimentation effectués par différents pays. Parmi les plus couramment utilisées [SLI, 80], nous pouvons citer la Petry Formula, The Army Corps of Engineers formula et the National Defense Research Committee (NDRC) formula. En France, le CEA et l'EDF ont effectué une série d'essais par Berriaud [BER, 77] et déterminé une expression donnant l'épaisseur de la paroi en fonction des caractéristiques des matériaux et de l'impacteur.

## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures

### II.1.3.1.2 Dimensionnement des pare-blocs avec remblais

L'objectif de la directive suisse (OFROU/CFF) pour le dimensionnement des galeries de protection [JAC, 99] est de fournir une méthode de dimensionnement des galeries pare-blocs recouverte par un matériau absorbant. Les différentes recommandations et expressions mathématiques résultent d'analyses expérimentales et de simulations numériques [MON, 98]. Les deux caractéristiques fondamentales pour le dimensionnement d'un pare-blocs sont :

- La force d'impact « F », qui est une action variant rapidement dans le temps. Sa valeur maximale permettra de déterminer les contraintes induites dans la structure ;
- La profondeur de pénétration du bloc dans le remblai « d » permettra de vérifier si le choc est de nature dissipative et en complément, d'optimiser l'épaisseur de la couche de matériau amortissant.

Dans le guide OFROU/CFF, les deux caractéristiques « F » et « d » sont obtenues de la manière suivante :

$$F = 2,8 e^{-0,5} R^{0,7} M_E^{0,4} \tan \varphi \left( \frac{m v^2}{2} \right)^{0,6} \quad (\text{II.15})$$

$$d = \left( \frac{m v^2}{F} \right) \quad (\text{II.16})$$

avec e = épaisseur du matériau amortissant  
R = rayon du bloc d'impact  
M<sub>E</sub> = module de compressibilité du matériau d'amortissement  
φ = angle de frottement interne du matériau amortissant  
m = masse du bloc  
v = vitesse d'impact du bloc

Pour une utilisation pratique et efficace, l'effort d'impact est remplacé par un effort statique équivalent. Cette simplification permet ensuite le dimensionnement de la structure avec les codes de calcul standards. Elle est incluse dans un coefficient constructif « C<sub>k</sub> » permettant d'obtenir la force statique « Q » :

$$Q = C_k F \quad (\text{II.17})$$

« C<sub>k</sub> » prend en compte l'augmentation de la résistance des matériaux due à un chargement rapide et la réponse dynamique de la structure. En pratique, ce coefficient dépend du comportement des matériaux (fragile ou ductile) et du type d'action (normal ou accidentel). Ses valeurs numériques sont 0,4 - 0,6 - 1,2.

Deux coefficients de sécurité sont ensuite appliqués pour tenir compte de la sensibilité des différents paramètres servant au calcul de l'effort de contact, de l'incertitude sur les données de départ (masse et vitesse du bloc) et de la probabilité du cumul d'actions (présence de neige, de dépôts).

Le guide suisse donne également des ordres de grandeur et des préconisations constructives. Le domaine d'application est généralement compris entre 200 kJ et 1000 kJ, les dimensions d'un ouvrage sont similaires à celle d'une galerie pare-avalanches et la couche de matériau amortissant doit avoir une épaisseur d'environ un mètre. La directive précise que le poinçonnement de la dalle n'est pas un élément décisif dans le dimensionnement de la dalle à cause de la présence du matériau dissipatif qui diffuse l'effort.

## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures

Au Japon, les pare-blocs recouverts d'un matériau dissipant sont conçus à partir de « The Design Manual of Protective Structures for Falling Rocks » [JAP, 83]. La procédure de dimensionnement est la suivante :

1. Détermination de la masse et de la hauteur de chute extrême du bloc ;
2. Sous les conditions que l'épaisseur de la couche amortissante est de 90 cm et que le coefficient de Lamé du matériau est d'environ 1 MPa, l'effort d'impact « P » à la surface du remblai est estimé à partir de la formulation suivante, dérivée de la théorie de Hertz :

$$P = 2,455 W^{2/3} \lambda^{2/5} H^{3/5} \quad (\text{II.18})$$

avec  $W$  = poids du bloc

$\lambda$  = coefficient de Lamé du matériau

$H$  = hauteur de chute du bloc

3. L'effort « q » à la surface de la dalle est calculé en considérant que la force d'impact est concentrée et que l'angle de diffusion dans le remblai est de 45° par rapport à la verticale (figure II.8). Dans le cas d'une dalle, la charge « q » est totalement distribuée dans le sens de la portée et partiellement dans la direction perpendiculaire (figure II.8) ;
4. Les armatures et l'épaisseur de la dalle sont ensuite dimensionnées en utilisant les codes de calcul standards en statique.

Les effets de la hauteur du remblai et de la surface d'application de la charge (rayon du bloc) n'interviennent que pour une épaisseur de remblai inférieure à 90 cm.

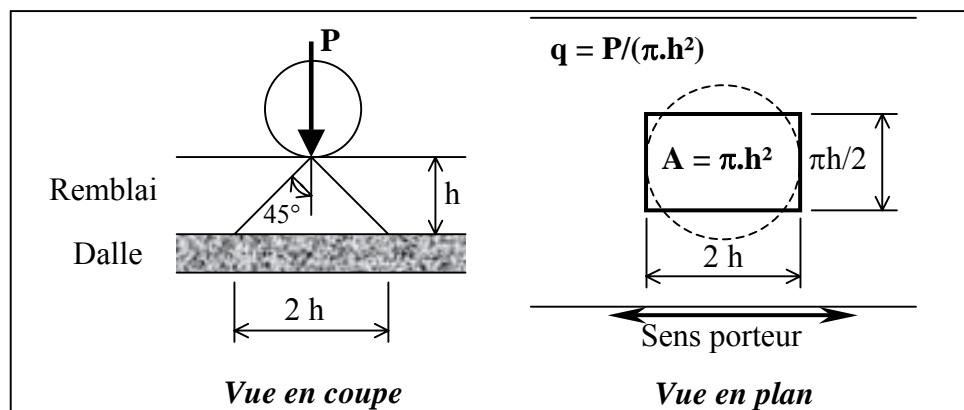


figure II.8 : distribution de l'effort d'impact dans « The Design Manual of Protective Structures for Falling Rocks »

Les méthodes de dimensionnement décrites précédemment sont essentiellement empiriques et fondées sur des séries d'essais expérimentaux. L'Eurocode 1 propose néanmoins une formulation reposant sur un modèle mécanique mais des hypothèses très restrictives sont appliquées à savoir, des matériaux parfaitement élastiques et une structure impactée indéformable. De plus, chaque formulation s'applique à un type de choc particulier (missile, avions, ...) et les seules réglementations, concernant les galeries pare-blocs, s'emploient uniquement pour des dalles recouvertes d'un matériau dissipatif. Plusieurs chercheurs se sont donc intéressés au développement de modèles mécaniques simplifiés représentant des impacts sur des structures déformables.

### II.1.3.2 Modèles mécaniques simplifiés

Les modèles mécaniques utilisés pour prédire la réponse d'une structure soumise à un choc ont pour but de réduire le problème à une forme mathématique simple, restituant la physique du phénomène (mouvement global de la structure, déformations locales dans la zone de contact, dynamique du projectile).

Dès 1940, E. H. Lee [LEE, 40] utilise un système masse-ressort à un degré de liberté pour simuler l'impact d'une masse sur une poutre (figure II.9-a) où seul un impact élastique était considéré. W. Suaris et S. P. Shah [SUA, 82] proposent un modèle à deux degrés de liberté pour étudier les effets d'inertie dans des tests d'impact sur des ciments (figure II.9-b) où «  $k_p$  » est la rigidité de la plaque et «  $k_c$  » représente la rigidité du contact. Dans le modèle masse-ressort de K. M. Lal [LAL, 83], trois ressorts différents étaient utilisés (figure II.9-c) pour représenter la flexion «  $k_b$  », le cisaillement «  $k_s$  » et la raideur de contact «  $k_c$  ». K. N. Shivakumar et al. [SHI, 85] présentent un modèle masse-ressort (figure II.9-d) pour analyser les impacts entre une plaque en composite et une sphère, prenant en compte la flexion «  $k_b$  », le cisaillement «  $k_s$  », l'interface «  $k_m$  » et le contact «  $k_c$  ». L'inconvénient de ces différents modèles est qu'ils sont limités à des impacts élastiques ou à l'étude de structures composites.

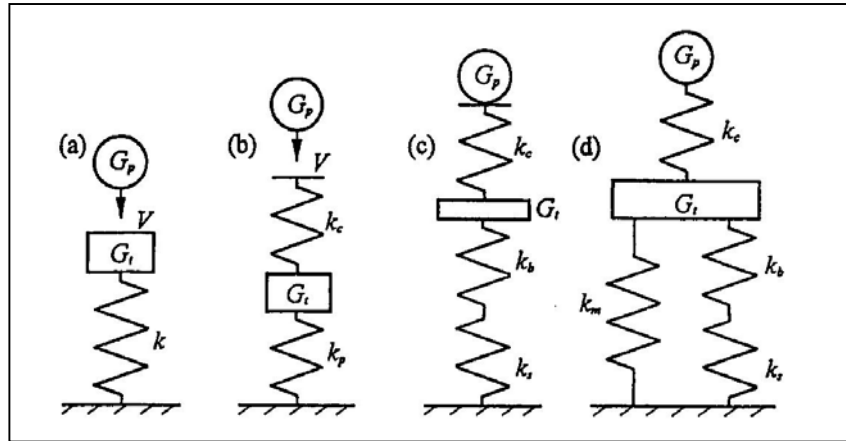


figure II.9 : modèles masse-ressort modélisant des impacts [RUA, 03]

Dans la littérature, peu de travaux existent concernant des modèles masse-ressort permettant de prédire fidèlement les déformations dynamiques élastiques et plastiques de structures impactées. Récemment, H. H. Ruan et T. X. Yu [RUA, 03] ont développé un modèle masse-ressort concernant les collisions entre deux poutres déformables (figure II.10). La poutre libre, entrant en collision, se simplifie en deux masses concentrées connectées par un ressort non-linéaire. La poutre percutée est représentée par une masse supportée par un ressort non-linéaire et enfin un ressort représente le contact. Les différentes raideurs des ressorts ont été calées par l'intermédiaire de modèles numériques fins notamment pour représenter fidèlement le contact (raideur différente au chargement au déchargement). Il en ressort un modèle permettant de restituer des efforts d'impact et des bilans énergétiques cohérents avec les résultats d'expérimentations sur des modèles réduits.

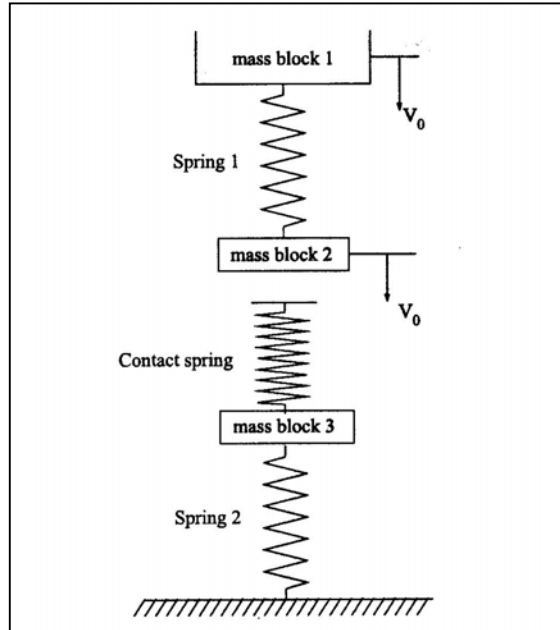


figure II.10 : modèle masse-ressort représentant la collision entre deux poutres déformables [RUA, 03]

Les modèles décrits dans cette partie concernent uniquement des impacts entre des éléments en métal ou en matériau composite multi-couches. Or, les structures en béton armé ont des comportements locaux particuliers au niveau de la surface de contact qui nécessitent une étude spécifique.

### II.1.3.3 Modèles du CEB [CEB, 88]

Un bulletin d'information du CEB [CEB, 88] aborde les problèmes d'impact sur les structures en béton. L'impact d'un corps sur une structure immobile est modélisé par l'intermédiaire d'un système masse-ressort à deux degrés de liberté (figure II.11). Le modèle se décompose en deux masses, «  $m_1$  » et «  $m_2$  », un ressort «  $R_2$  » entre ces deux masses pour simuler le contact et un autre ressort «  $R_1$  » représentant la rigidité de la structure.

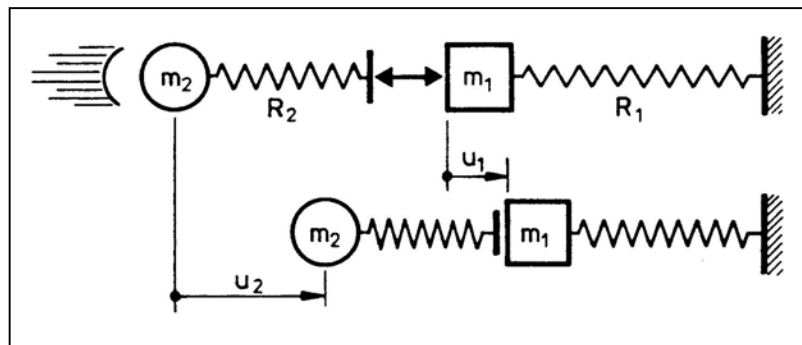


figure II.11 : système-masse ressort à deux degrés de liberté [CEB, 88]

Le cas où  $u_2 \gg u_1$  est appelé « soft impact » (par exemple les impacts d'automobiles) : la totalité de l'énergie cinétique est transformée en énergie de déformation du corps impactant tandis que la structure est supposée indéformable. Le système précédent peut donc se découpler en deux sous-systèmes à un degré de liberté (figure II.12) permettant d'obtenir l'effort de contact et les réactions de la structure.

## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures

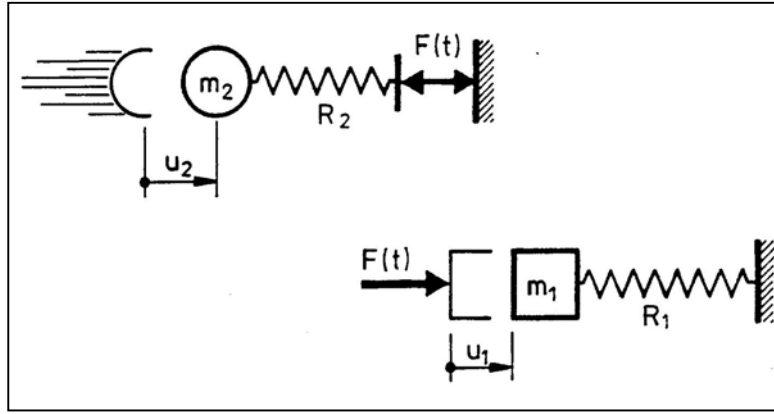


figure II.12 : système masse-ressort pour un « soft impact » [CEB, 88]

Le phénomène opposé est appelé « hard impact » (par exemple les impacts de missile) et se produit quand le corps impactant est rigide. Dans ce cas l'énergie cinétique de l'impacteur est en grande partie absorbée par les déformations de la structure. La figure II.13 modélise ce genre d'impact. Le ressort «  $R_2$  » représente le comportement local de la structure où il convient de prendre en compte les effets de la vitesse sur les matériaux. Le rapport précise que la relation force-déplacement pour «  $R_2$  » est difficile à déterminer mais peut être obtenue en utilisant un code de calcul par éléments finis. Le comportement global de la structure est représenté par le ressort «  $R_1$  » dont la relation force-déplacement peut être considérée comme identique à un comportement statique.

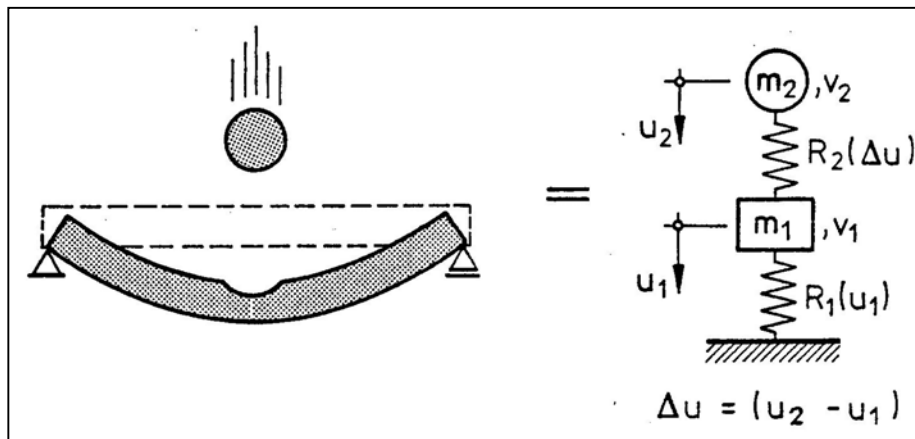


figure II.13 : système masse-ressort pour un « hard impact » [CEB, 88]

Le CEB traite également du cas particulier des dalles soumises à des « soft impact » et à des explosions. Le guide fait l'hypothèse que la force agissant sur la dalle est indépendante des déformations de la structure et peut donc être réduite à une fonction  $F(t)$  dépendant du temps. La particularité des dalles est qu'il convient de prendre en compte le phénomène de poinçonnement, comme modélisé sur la figure II.14. Le ressort «  $R_2$  » représente les déformations dues à la création d'un cône de poinçonnement, de masse «  $m_2$  », et le ressort «  $R_1$  » les déformations de flexion du reste de dalle, de masse équivalente «  $m_1$  » (obtenue à partir de la déformée statique). La difficulté étant de déterminer l'expression de  $R_2(u)$  dépendant de la résistance du béton, des armatures d'effort tranchant et des armatures de flexion. Un amortissement est également inclus afin de représenter la perte d'énergie due à l'endommagement du béton et de l'acier.



## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures

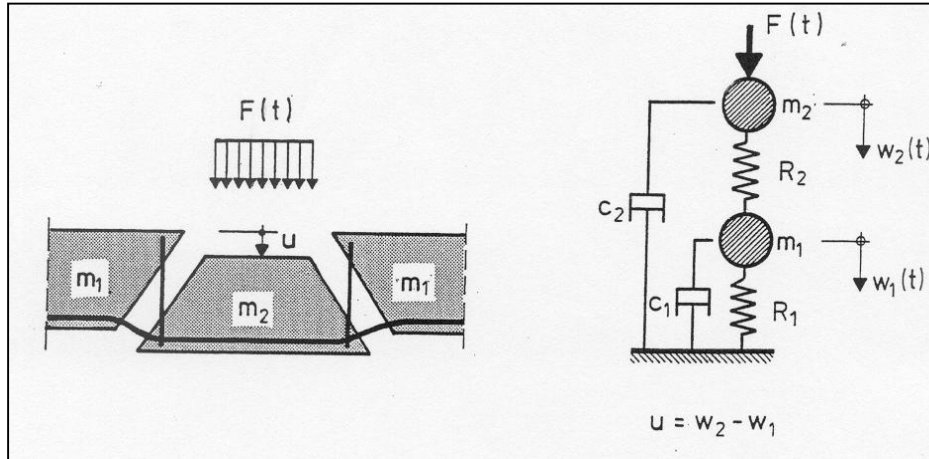


figure II.14 : modèle simplifié représentant le poinçonnement [CEB, 88]

Les modèles du CEB traitent de « soft impact » et de « hard impact » mais n'abordent pas les chocs intermédiaires, c'est-à-dire lorsque la structure se déforme globalement et localement et lorsque l'impacteur s'endommage également. Le bulletin mentionne à plusieurs reprises également la nécessité d'employer des codes de calcul numériques afin de modéliser l'interface de contact.

### II.1.3.4 Études numériques appliquées au PSD

Les modèles numériques utilisés pour représenter les problèmes dynamiques sur des structures se répartissent en deux familles : les éléments finis et les éléments discrets. Les éléments finis, bien connus [ZIE, 00] et largement utilisés, nécessitent l'emploi d'un schéma d'intégration temporelle soit implicite soit explicite. La difficulté repose sur la description correcte du comportement des matériaux et notamment du béton. Il est principalement modélisé par des modèles élasto-plastiques à loi d'écoulement ou non. La fissuration est prise en compte par une perte de rigidité [THA, 01] ou grâce à des modèles d'endommagement [MAZ, 84] [BUR, 00]. En dynamique, les modèles se caractérisent par leur manière de simuler les effets de la vitesse. La méthode aux éléments discrets est une alternative aux calculs éléments finis [CUM, 88]. Cette méthode ne repose sur aucune hypothèse postulant où et comment une ou plusieurs fissures se produisent et se propagent puisque le milieu est naturellement discontinu.

Ces deux types de modélisations ont été appliqués aux simulations des essais d'impact effectués sur les dalles de PSD. La modélisation par éléments finis [BER, 04] a été réalisée sous le logiciel « Abaqus explicite » en incorporant un modèle continu d'endommagement local tridimensionnel dit PRM (Pontiroli-Rouquand-Mazars) [PON, 95]. La dalle d'essai (12 m par 4,80 m) avec son ferrailage (adhérence parfaite entre l'acier et le béton), les appuis ainsi que le bloc d'impact (figure II.15-a) ont été entièrement modélisés. Les résultats obtenus montrent une bonne concordance avec l'expérimentation tant au niveau du comportement global de la dalle (déplacement, fréquence d'oscillation) qu'au niveau local (appuis, effort de contact).

Le modèle par éléments discrets [HEN, 03] a été implanté dans le code SDEC « Spherical Discrete Element Code » [DON, 02]. Il utilise des éléments discrets sphériques, ayant chacun une masse et un rayon propres, permettant une gestion rapide et triviale des contacts. Pour des raisons de temps de calcul, seul un tiers de la structure et l'impacteur (figure II.15-b) ont été

## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures

modélisés. Cette modélisation ne permet donc pas de représenter le comportement global dans le temps de la dalle. En revanche, les flèches maximales obtenues sont en accord avec les expérimentations et les endommagements de la dalle, des armatures et des appuis sont clairement représentés.

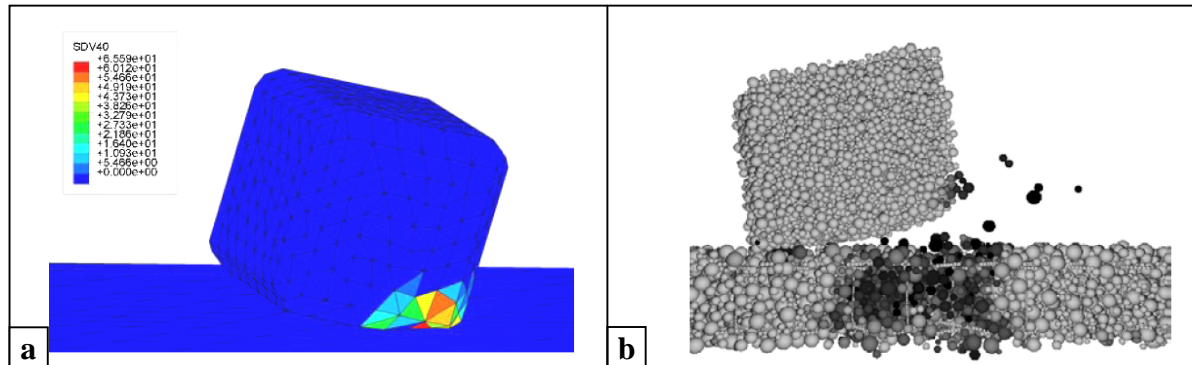


figure II.15 : modélisations de chocs (a) par éléments finis [BER, 04] et (b) par éléments discrets [HEN, 03]

En résumé, il ressort que les éléments discrets ont pour avantage de représenter très finement l'endommagement de la structure mais seule une partie de l'ouvrage peut être reproduite (principalement pour des raisons de temps de calcul). La méthode par éléments finis a pour atout de représenter les oscillations de la totalité de la structure, de sa mise en mouvement jusqu'à son immobilisation. Dans les deux cas, les modélisations sont d'une grande finesse, nécessitant une connaissance précise des caractéristiques de la dalle (épaisseur, ferrailage, appuis), engendrant des temps de calcul relativement longs. Ces modèles numériques ont donc pour vocation d'affiner la compréhension des différents phénomènes mais ne sont en aucun cas applicables en bureau d'études dans une phase de dimensionnement.

### II.1.4 Conclusions

La modélisation des impacts sur des structures se décompose en trois problèmes : la détermination de la réponse de la structure après le choc, l'évaluation de l'effort de contact et la quantification des différents transferts d'énergie. Pour les pare-blocs structurellement dissipant, la dalle est indépendante du reste de la structure et sa réponse, après choc, se limite à une oscillation libre sur ses appuis et n'est donc pas un élément essentiel de la conception. En revanche, l'effort de contact permet de dimensionner la structure vis-à-vis des dommages locaux tels que le poinçonnement. De plus, le principe de fonctionnement de la dalle étant d'absorber l'énergie d'impact du fait de sa déformabilité en flexion, l'énergie transmise par le bloc est également un point primordial de la conception.

Les moyens mis à la disposition des ingénieurs pour résoudre ce genre de problème sont relativement pauvres et aucun modèle simplifié n'aborde le problème spécifique de chocs à faible vitesse entre un impacteur déformable (bloc rocheux) et une structure « semi-rigide » (dalle en béton armé). Il ressort néanmoins que, dans la mise au point des modèles simplifiés, une phase de simulation numérique est incontournable afin d'ajuster les différents paramètres. Le problème étant qu'une simulation fine du comportement de la structure engendre des modèles très volumineux et nécessite des temps de calcul importants.

En conclusions, la validation du concept de dalle PSD et le développement de méthodes de dimensionnement passent obligatoirement par une campagne expérimentale afin de quantifier les sollicitations appliquées à la structure et de caler les modèles numériques ou simplifiés.

## II.2 ÉTUDES EXPÉRIMENTALES DES CHOCS SUR DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ

L'objectif de ce paragraphe est de donner un aperçu des principales expérimentations relatives aux problèmes d'impact sur des ouvrages en béton armé. Deux catégories de manipulations se rapprochant de l'étude des PSD se dégagent :

- Les expérimentations concernant les galeries de protection pare-blocs recouvertes d'un matériau dissipatif. Ces tests, effectués principalement à l'EPFL et au Japon, donnent un aperçu des caractéristiques des essais à mettre en œuvre pour simuler des impacts de blocs rocheux ;
- Les essais d'impact direct sur des structures en béton armé simulant aussi bien des chocs de missiles, d'avions, de bateaux, que des explosions, ou encore cherchant simplement à comparer des comportements dynamique et statique. Cependant, peu de travaux correspondant aux caractéristiques de nos manipulations existent : vitesse d'impact, forme et matériaux constituant l'impacteur, caractéristiques de la structure réceptrice.

### II.2.1 Galeries de protection pare-blocs recouvertes d'un matériau dissipatif

#### II.2.1.1 Expérimentations à l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne

Dans le but d'approfondir les connaissances sur les capacités d'amortissement des matériaux de couverture et d'estimer les sollicitations dynamiques que la dalle en béton armé doit reprendre, une étude expérimentale a été menée par S. Montani, V. Labiouse et F. Descoeudres [LAB, 94] [MON, 98] au Laboratoire de Mécanique des Roches de l'EPFL.

Les essais d'impact ont été effectués dans une halle disposant d'un puits de 5 m de diamètre et 8 m de profondeur (figure II.16). Une dalle en béton armé carrée (3,40 m x 3,40 m x 0,20 m) reposant sur quatre appuis ponctuels a été construite puis recouverte par un matériau dissipatif d'épaisseur variable. L'ensemble est sollicité par des blocs d'impact, constitués d'une masse de béton enveloppée par un coffrage métallique, lâchés depuis un pont roulant. Au cours des essais, les différents paramètres prennent les valeurs suivantes :

- masse du bloc d'impact : 100, 500 et 1000 kg,
- hauteur de chute : entre 0,25 et 10 m,
- épaisseur du remblai : 0,35 ; 0,50 et 1,00 m,
- angle d'impact du bloc à partir de l'horizontale : 90°, 60° et 40 °,
- nature du matériau de remblai : gravier, matériaux provenant d'un cône de déjection et déchets rocheux,

Divers capteurs, avec une fréquence d'acquisition de 1200 Hz, sont installés :

- un accéléromètre dans le bloc d'impact,
- cinq pressiomètres scellés dans la dalle,
- quatre capteurs de déplacement placés sous la dalle,
- quatre capteurs de force au droit des appuis.

De ces recherches, il ressort différentes recommandations constructives sur l'épaisseur et la nature du matériau de couverture et une expression de la force de contact maximale lors de l'impact [équation (II.19)] obtenue à partir de la théorie de chocs élastiques de Hertz.

## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures

$$P_{\max} = 1,765 M_E^{2/5} R^{1/5} W^{3/5} H^{3/5} \quad (\text{II.19})$$

avec  $P_{\max}$  = effort maximal durant l'impact (kN)  
 $M_E$  = module de compressibilité du matériau d'amortissement ( $\text{kN.m}^{-2}$ )  
 $R$  = rayon du bloc d'impact (m)  
 $W$  = poids du bloc d'impact (kN)  
 $H$  = hauteur de chute (m)

Pour avoir des ordres de grandeur des sollicitations, un bloc 500 kg lâché d'une hauteur de 10 m sur un remblai en gravier de 0,50 m d'épaisseur engendre un effort à la surface de la dalle d'environ 600 kN.

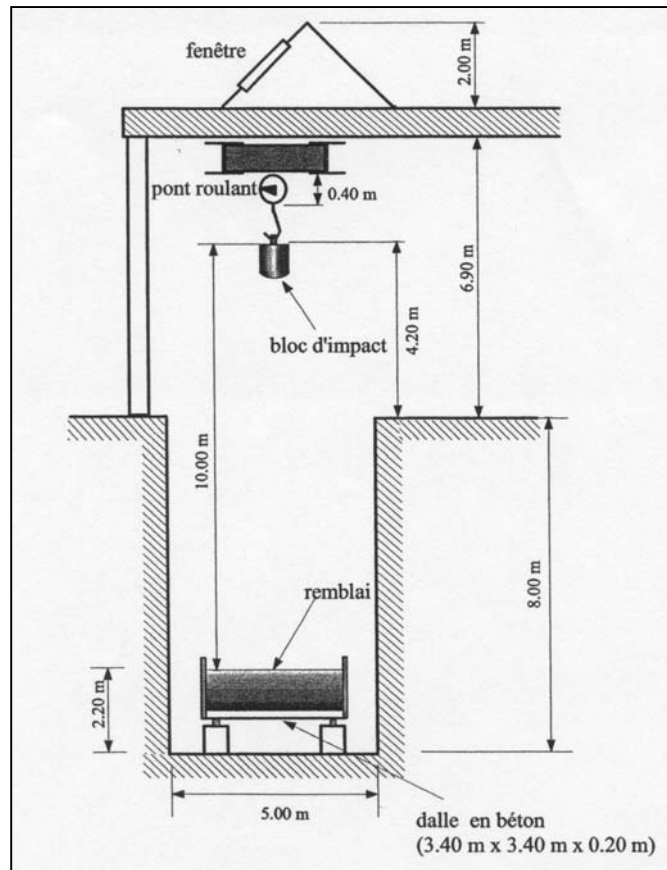


figure II.16 : coupe verticale du puits d'essai [MON, 98]

### II.2.1.2 Expérimentations japonaises de H. Yoshida et M. Sato

Dans les années 80, H. Yoshida [YOS, 88] a effectué plusieurs études concernant les couches de matériau amortissant. Les essais ont été effectués à l'aide d'une tour de 24,8 m de hauteur sur une dalle carrée (6 m x 6 m) de 0,3 m d'épaisseur reposant sur du gravier (figure II.17). Le matériau amortissant était du sable d'épaisseur variant de 0,5 à 1,50 m. Les blocs avaient une forme sphérique, conique ou plate et une masse de 300, 1000 ou 3000 kg. Ils étaient lâchés d'une hauteur variant entre 5 et 20 m.

Les principales grandeurs mesurées étaient l'accélération du bloc, les pressions dynamiques sur la dalle porteuse et la pénétration du bloc. De cette étude, il ressort qu'un remblai de 90 cm est nécessaire pour des blocs inférieurs à 1000 kg et de 120 cm pour des blocs inférieurs à 3000 kg. De plus une formulation pour l'effort d'impact a été établie :

## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures

$$P_{\max} = 2 c_r \frac{W}{g T_{\text{imp}}} \sqrt{2 g H} \quad (\text{II.20})$$

avec  $P_{\max}$  = effort maximal durant l'impact  
 $c_r$  = coefficient statique lié à l'intervalle de confiance  
 $W$  = poids du bloc d'impact  
 $H$  = hauteur de chute  
 $T_{\text{imp}}$  = durée de l'impact (déterminée en fonction du type de sable)

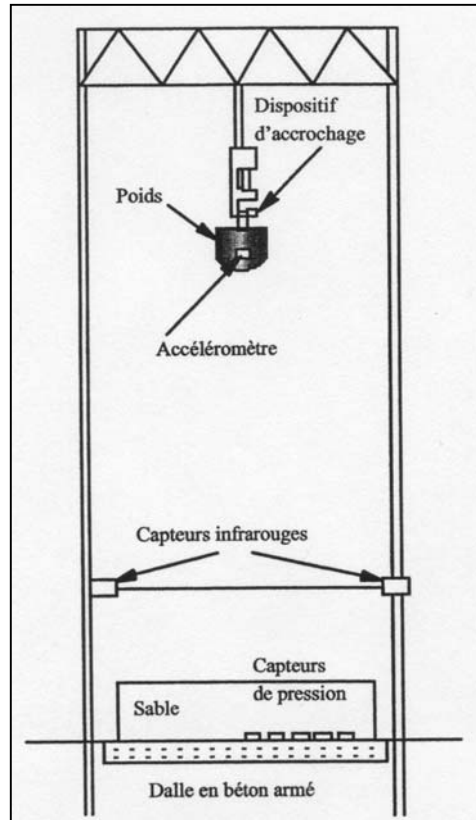


figure II.17 : dispositif des essais de H. Yoshida [YOS, 88]

M. Sato et al [SAT, 96] ont également réalisé des essais sur des dalles de fondation de 4 m x 4 m, couvertes d'une couche de sable de 0,6 à 1,5 m, impactées par des blocs sphériques de 2 à 3 t. Il apparaît que l'effort transmis à la dalle était deux fois plus important que celui estimé par les formulations usuelles au Japon (the formula of Handbook of Protections against Rock Fall [JAP, 83]).

Ces diverses études expérimentales mettent en évidence la difficulté de mettre en œuvre des essais de chutes de blocs sur des galeries de protection pare-blocs. Ces tests nécessitent des dispositifs de grande ampleur et des locaux de grandes dimensions ou des aménagements extérieurs conséquents. Le tableau II.1 montre que le dispositif mis en place pour nos essais concernant les PSD a les mêmes proportions que ceux de S. Montani et H. Yoshida.

	Montani [MON, 98]	Yoshida [YOS, 88]	Essais PSD
<b>Système de levage</b>	Pont roulant dans une halle	Tour munie d'un dispositif d'accrochage	Grue mobile
<b>Epaisseur de la dalle</b>	0,20 m	0,30 m	0,28 m
<b>Nature de l'impacteur</b>	Masse de béton enveloppée par un coffrage métallique	Masse sphérique, conique ou cubique en béton	Bloc en béton armé
<b>Masse de l'impacteur</b>	100 à 1000 kg	300 à 3000 kg	450 à 810 kg
<b>Hauteur de chute</b>	0,25 à 10 m	5 à 20 m	15 à 37 m
<b>Energie d'impact</b>	1 à 100 kJ	15 à 600 kJ	67 à 294 kJ

tableau II.1 : comparaison des dispositifs mis en place pour nos essais sur les PSD (chapitre III) avec les essais de S. Montani et H. Yoshida

La distinction majeure est que dans notre étude, la nature du matériau de l'impacteur ainsi que les caractéristiques de la dalle ont une forte incidence. En effet, l'impact ayant lieu directement sur la dalle, les efforts de contact et l'énergie transmise dépendent de la déformabilité de la dalle et du bloc. De plus, l'énergie d'impact n'étant plus dissipée dans une couche de matériau amortissant, les effets dynamiques sur la dalle sont à prendre en compte.

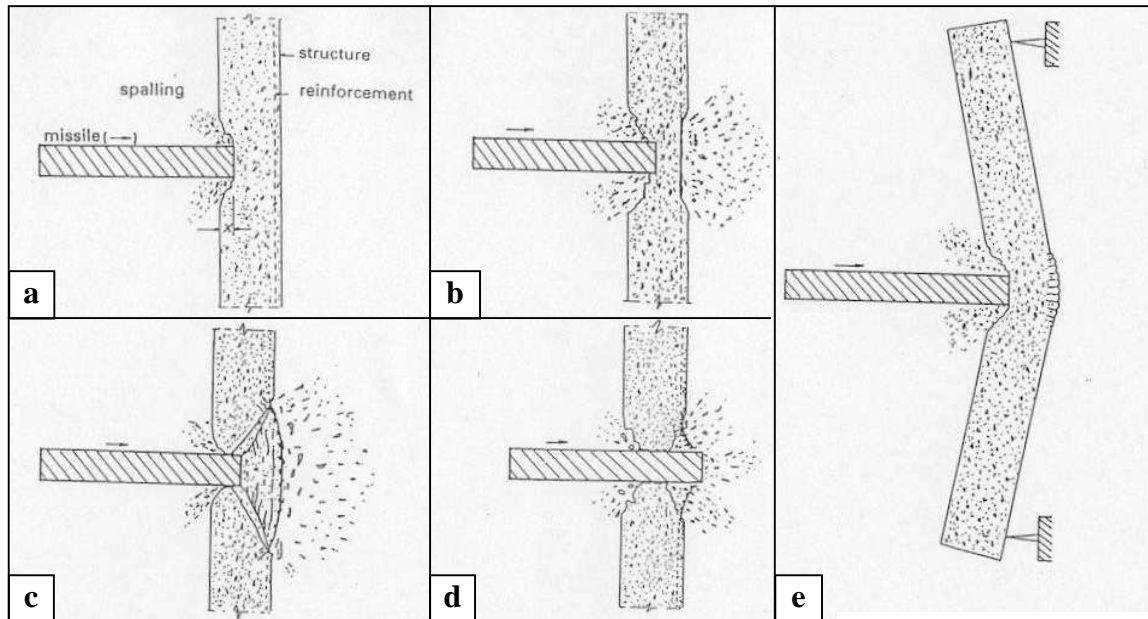
## II.2.2 Impacts directs sur structures

### II.2.2.1 Études expérimentales menées par H. Perry et al. [DIN, 90] [PER, 87]

Au début des années 90, le professeur H. Perry [BRO, 85] [DIN, 90] a mené une série d'essais à l'Imperial College de Londres dans le but d'étudier les différents types d'endommagement d'une dalle en béton armé soumise à des impacts à faible vitesse (inférieure à  $25 \text{ m.s}^{-1}$ ). Une description standardisée des différents modes d'endommagement a été adoptée et reprise par M. Y. H. Bangash [BAN, 93] :

- fissuration de surface et éjection de matériau de la face impactée : « *spalling* » (figure II.18-a),
- fissuration de surface et expulsion du béton de la face opposée à l'impact (« *scabbing* »), souvent pour des vitesses élevées (figure II.18-b),
- apparition d'un cône de poinçonnement, formé par des fissures inclinées dans l'épaisseur de la dalle (figure II.18-c),
- perforation, se produisant lorsque l'impacteur passe complètement au travers de la dalle (figure II.18-d),
- endommagement local et global de la structure par une mise en flexion (figure II.18-e).

## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures



**figure II.18 : modes d'endommagement - (a) « spalling », (b) « scabbing », (c) poinçonnement, (d) perforation, (e) mise en flexion [BAN, 93]**

Les essais ont été exécutés sur 20 dalles circulaires en béton armé de 1,50 m de diamètre et de 60 ou 80 mm d'épaisseur. Les armatures inférieures et supérieures sont identiques et représentent au total un taux de ferrailage de 0,33 %. L'impacteur, possédant une masse variant de 31,5 à 75,25 kg est lâché, au centre de la dalle, d'une hauteur comprise entre 0,80 et 5 m donnant des vitesses entre 4 et 10 m.s<sup>-1</sup>. La force de contact est enregistrée à chaque test au moyen d'un capteur d'effort placé sur l'impacteur. Les efforts de contact mesurés étaient compris entre 100 et 500 kN suivant la hauteur de chute du bloc.

Cette étude expérimentale a permis de montrer que :

- La relation force de contact / temps se décomposait en deux parties. Une première phase caractérisée par une augmentation brutale de l'effort de percussion jusqu'à son maximum puis une diminution quasiment aussi rapide de celui-ci. Cette phase, d'une durée au plus d'une milliseconde, dépend de la vitesse et de la masse de l'impacteur, des caractéristiques de la dalle et de l'extension des dommages subis par la structure (si une perforation apparaît, la durée de cette phase diminue). Une deuxième phase, d'environ 2 ms, décrit la fin de la phase de contact. Elle est gouvernée par la réponse de la structure et, pour les cas où la perforation apparaît, par son ferrailage ;
- Pour des structures identiques, le pic de l'effort de contact ne dépend pas de la masse de l'impacteur mais uniquement de sa vitesse ; par contre les dommages ne sont pas identiques ;
- L'apparition d'un cône de poinçonnement est liée à l'amplitude du pic d'effort de contact et au niveau d'énergie incidente ; ces deux paramètres devant atteindre un seuil critique afin que se forme un cône de poinçonnement.

### II.2.2.2 Université de technologie de Delft aux Pays Bas [VAN, 91]

Ces campagnes expérimentales ont été menées sous la direction du professeur J. G. M. van Mier afin d'étudier les effets de collisions entre différents éléments en béton armé d'une structure, l'objectif étant de caractériser l'évolution de l'effort de contact en fonction du temps pour des impacts béton sur béton.

Les tests dynamiques consistent à venir impacter une pile en béton précontraint (avec une section de 250 mm x 250 mm, une longueur de 20 m et une précontrainte de 4,4 MPa) avec un impacteur en béton (figure II.19). La masse du bloc d'impact varie de 290 à 570 kg et possède trois géométries différentes : sphérique, plane ou en cône tronqué. La surface de la cible peut être soit plane soit dentelée. Au total, 24 tests ont été exécutés en faisant varier la qualité du béton du bloc d'impact (résistance de 30 ou 60 MPa), sa vitesse d'impact (de 0,5 à 2,5 m.s<sup>-1</sup>) et sa masse. Les grandeurs mesurées étaient la vitesse d'impact, l'accélération du bloc et les déformations et l'accélération dans la pile, à 1 m de l'impact, permettant ensuite de déduire l'évolution de l'effort de contact en fonction du temps. Les efforts de contact trouvés variaient de 100 kN pour les impacteurs coniques à 300 kN pour les impacteurs à cône tronqué. Les temps de contact étaient compris entre 3 et 8 ms suivant la masse et la forme du bloc.

Parallèlement à ces essais, des tests statiques étaient effectués sur les impacteurs au moyen d'une presse hydraulique standard d'une capacité de 3000 kN.

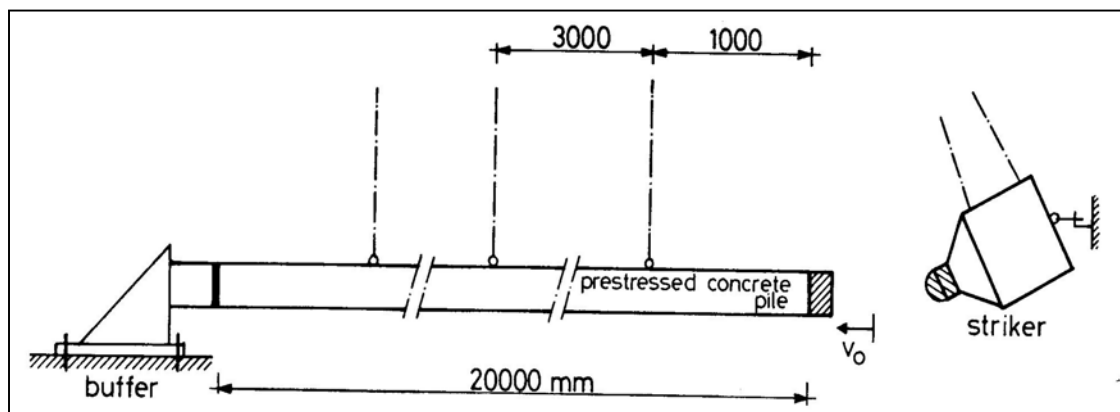


figure II.19 : appareillage pour des tests dynamiques [VAN, 91]

Les résultats ont permis de montrer qu'une diminution de la raideur du bloc d'impact ou de la surface de contact entraîne une augmentation du temps de contact et un pic d'effort plus faible aussi bien en statique qu'en dynamique. De plus, comme pour les essais menés par H. Perry, il a été montré que seule la vitesse avait une influence sur la valeur de l'effort maximal de percussion. Par contre une augmentation de la masse provoque une durée d'application plus importante du pic d'effort.

Les mécanismes d'endommagement ont également été analysés et sont les suivants : après que la surface du bloc a été aplatie, un cône de béton se forme et pénètre dans l'impacteur provoquant la fissuration voire l'éjection de couches de béton (figure II.20).

Il a également été démontré que le diagramme « effort de contact-temps » de cette manipulation pouvait être modélisé simplement à l'aide d'un diagramme élasto-plastique, les différents paramètres de contact (paramètre « K » de raideur élastique de Hertz, surface de la zone plastifiée, résistance moyenne «  $p_0$  » à l'interface, taux de restitution) étant trouvés expérimentalement.



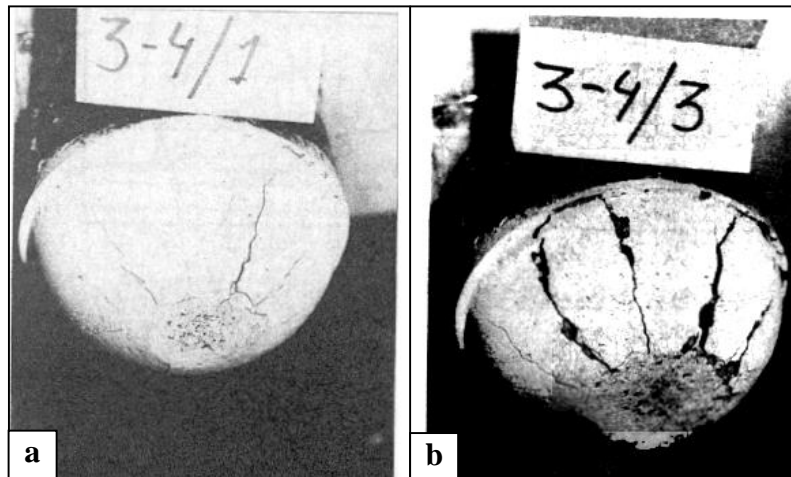


figure II.20 : endommagement du bloc (a) après un impact et (b) après trois impacts [VAN, 91]

### II.2.2.3 Université du Koweït – Département de Génie Civil

Un programme expérimental, étudiant les effets d'un impact d'objets volants à faible vitesse au centre d'une dalle en béton armé, a été mené par J. Sawan et M. Abdel-Rohman [ABD, 85] [SAW, 86]. La relation entre le taux d'armatures et le déplacement dynamique ainsi que l'influence de la vitesse d'impact sont approfondies dans ces recherches.

Les dimensions de la dalle sont de 75 cm x 75 cm pour une épaisseur de 5 cm. Elle est réalisée avec un béton ayant une résistance moyenne à la compression de 34,5 MPa. Un lit d'armatures inférieures est mis en place avec un diamètre de 6 à 8 mm et une résistance caractéristique à la traction de 375 MPa, le ratio d'armatures variant de 0,45 à 1,47 %. Elle est impactée par une boule en acier de 70,315 N lâchée d'une hauteur de 20 à 120 cm correspondant à des vitesses comprises entre 2 et 5 m.s<sup>-1</sup>. L'instrumentation se résume simplement à un capteur de déplacement fixé au centre de la dalle.

L'augmentation du ratio d'acier fait apparaître une diminution du déplacement dynamique de la dalle surtout lorsque la hauteur de chute est supérieure à 60 cm. Mais il semble également que le fait de mettre en place un ratio d'armatures supérieur à 1,07 % n'a qu'une influence très limitée sur la flèche maximale de la dalle.

Les auteurs ont également comparé le déplacement de la structure au point d'impact donné par trois méthodes de calcul analytiques avec les résultats expérimentaux :

- la méthode du facteur d'impact qui convertit le poids de la sphère en une force d'impact en utilisant un coefficient appelé facteur d'impact,
- la méthode de la masse équivalente qui considère que la dalle est un système à un degré de liberté sujette à un chargement dynamique agissant durant le temps de contact entre l'impacteur et la dalle,
- la méthode de la masse continue qui fait l'hypothèse que la dalle est une masse élastique continue soumise au même chargement dynamique que dans la méthode de la masse équivalente.

Les résultats donnés par la dernière solution sont les plus en accord avec les données expérimentales des auteurs.

### II.2.2.4 Études expérimentales d'universités et d'organismes japonais

H. Tsubota et al. ont effectué une étude expérimentale [TSU, 98] au sein du Kobori Research Complex Incorporation afin d'optimiser le dimensionnement des réacteurs nucléaires soumis à un impact d'avion. Le comportement inélastique de panneaux en béton armé soumis à des chargements dynamiques à l'aide d'un vérin a été examiné afin de mieux appréhender les différences de comportement de la structure entre un chargement dynamique et statique.

Les dalles, à l'échelle 1/6, ont pour dimensions 240 cm x 210 cm x 20 cm et ont une portée de 200 cm x 170 cm. Le béton employé a une résistance de 30 MPa et les armatures en parties supérieure et inférieure ont un diamètre de 10 mm pour une résistance de 382 MPa. Le chargement est appliqué à vitesse constante à l'aide d'une presse hydraulique aussi bien en statique qu'en dynamique ( $2 \text{ m.s}^{-1}$ ). La dalle est instrumentée à l'aide de jauges de déformation sur le béton et les armatures, d'accéléromètres et de capteurs de déplacement LVDT. Chaque essai est également filmé à l'aide d'une caméra ultra-rapide à 4500 images par seconde.

Au travers de ces essais, il ressort que le mode final de rupture des panneaux est dû à une fissuration de flexion accompagnée par des fissures de compression dans le béton d'enrobage pour la face supérieure (figure II.21). Les vitesses de déformation enregistrées dans les armatures étaient de l'ordre de  $0,08 \text{ s}^{-1}$ .

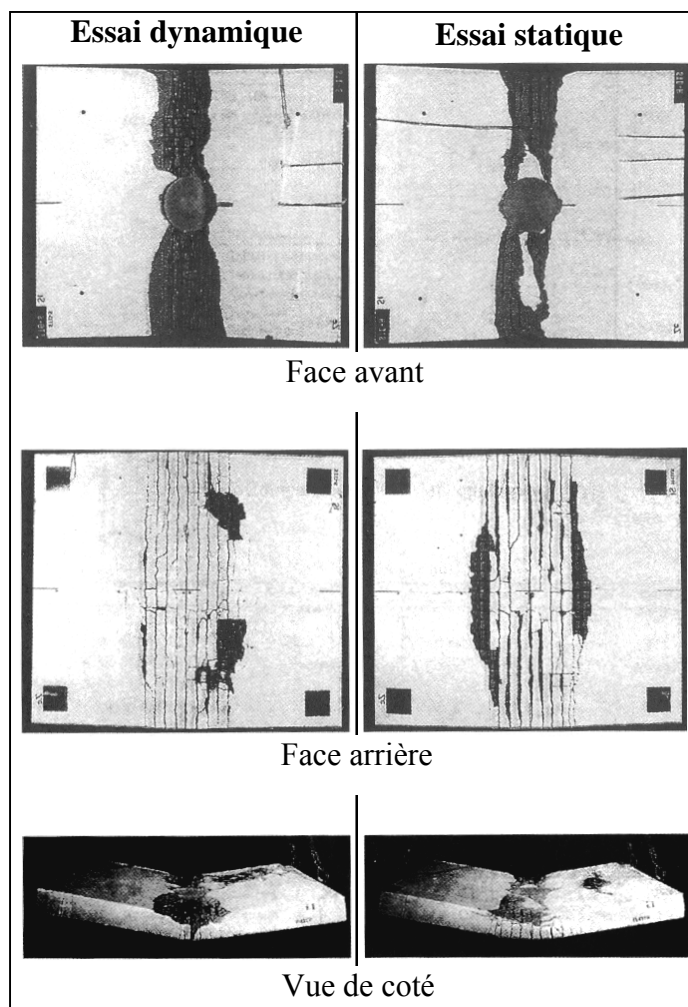


figure II.21 : mode de fissuration des panneaux en béton armé [TSU, 98]

## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures

De plus, le fait de réaliser un chargement dynamique augmente l'effort de rupture d'environ 15 % par rapport à un chargement statique, les efforts maximaux en dynamique étant de l'ordre de 400 kN. Il ressort également que la ductilité de la dalle de béton armé et sa capacité portante sont plus importantes lors d'un chargement dynamique que lors d'un chargement statique.

Une autre étude [SHI, 97] s'est penchée, entre autres, sur l'utilisation de béton à hautes performances afin d'augmenter la résistance aux impacts des dalles en béton armé au sein du département de Génie Civil de la National Defense Academy. T. Shirai et al. ont impacté deux plaques de béton armé, mises en parallèle, par un projectile en acier de 0,43 kg lancé à une vitesse de  $170 \text{ m.s}^{-1}$ . L'épaisseur des plaques, d'une surface de  $0,6 \text{ m}^2$ , varie de 7 à 11 cm et la résistance du béton était de 35, 40 ou 57 MPa.

Les auteurs ont noté que pour les panneaux réalisés avec un béton d'une résistance à la compression de 35 ou 40 MPa, une fissuration et une expulsion du béton de la face opposée à l'impact s'étaient produites (voire même une perforation dans certains cas) alors qu'avec l'utilisation d'un béton à haute résistance (57 MPa) il n'était apparu que de légères fissures circulaires sur la face arrière. Ils en ont déduit que l'utilisation de béton à haute résistance pour des panneaux en béton armé permet de renforcer leur résistance aux chocs.

Une étude similaire a également été menée par A. Miyamoto, M. E. King et M. Fujii [MIY, 89] à l'université de Kobe sur des poutres en béton armé de 120 cm de portée. Elles étaient impactées par un bloc de 100 kg lâché d'une hauteur variant de 1 cm (test élastique) à 60 cm. Les poutres possédaient une largeur de 15 cm et une hauteur de 16 ou 18 cm ; la résistance à la compression du béton variait de 38,2 à 84,3 MPa ; la limite élastique des aciers était de 350 ou 700 MPa. Des poutres avec des fibres métalliques furent également sollicitées. Des mesures des déformations du béton et des armatures, de l'accélération, des efforts de contact et du déplacement de la poutre en différents points furent réalisés. Les efforts de contact mesurés étaient compris entre 35 et 85 kN pour des vitesses de déformation dans les armatures d'environ  $0,02 \text{ s}^{-1}$ .

Ces essais permirent d'aboutir à une série de recommandations afin d'améliorer la résistance aux chocs des poutres en béton armé. L'utilisation d'armatures à haute limite élastique est utile pour les impacts avec une grande vitesse de chargement (supérieure à  $20 \text{ kN.s}^{-1}$ ). L'augmentation de la résistance du béton ou de la hauteur de la poutre ne sont efficaces que si elles sont accompagnées par une amélioration de la résistance en traction de la section. L'emploi de fibres d'acier est la solution la plus efficace afin d'améliorer la résistance aux chocs de poutres.

### II.2.2.5 Études expérimentales menées par S. Murtiadi et H. Marzouk [MUR, 01]

Dans le but d'étudier les problèmes de collision entre les bateaux et les plates-formes offshore en mer du Nord, une série d'essais d'impact sur 16 dalles en béton armé a été exécutée. Les spécimens testés sont de forme carrée avec une longueur de 950 mm et une épaisseur de 100 mm. La résistance à la compression du béton est de 35 ou 80 MPa. Les armatures longitudinales ont une limite élastique de 435 MPa pour un diamètre de 10 et 15 mm. Le taux de ferrailage est compris entre 1 et 2,5 %. Les modèles testés ne possèdent pas d'armatures d'effort tranchant. Les dalles sont soit simplement appuyées sur les 4 côtés soit fixées au support. Le projectile est un cylindre en acier de 304,5 mm de diamètre possédant une masse de 220 kg. Il est lâché d'une hauteur allant jusqu'à 4 m correspondant à des

## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures

énergies variant de 2450 à 8800 J. Les efforts de contact mesurés sont compris entre 230 et 390 kN suivant la hauteur de chute du projectile. Les vitesses de déformation, obtenues grâce à des jauges collées sur les armatures sont de l'ordre de  $0,2 \text{ s}^{-1}$ .

Ces essais ont permis de tirer plusieurs conclusions :

- l'endommagement des spécimens (figure II.22) correspond à une fissuration par poinçonnement avec une inclinaison de fissure comprise entre  $32$  et  $26,5^\circ$  ;
- l'augmentation de la résistance du béton ( $35 - 80 \text{ MPa}$ ) entraîne une élévation de la capacité d'absorption de l'énergie de la dalle d'environ 3 à 5 fois. Il en va de même avec l'augmentation du ratio d'armatures ;
- pour ces expérimentations, les conditions d'appuis ont peu d'influence sur le comportement des dalles ;
- l'effort limite de poinçonnement en dynamique est environ deux fois supérieur à celui d'un chargement statique ;
- en dynamique, l'activation des forces d'inertie de la dalle provoque un retard du pic de déformation des armatures inférieures par rapport au pic d'effort.

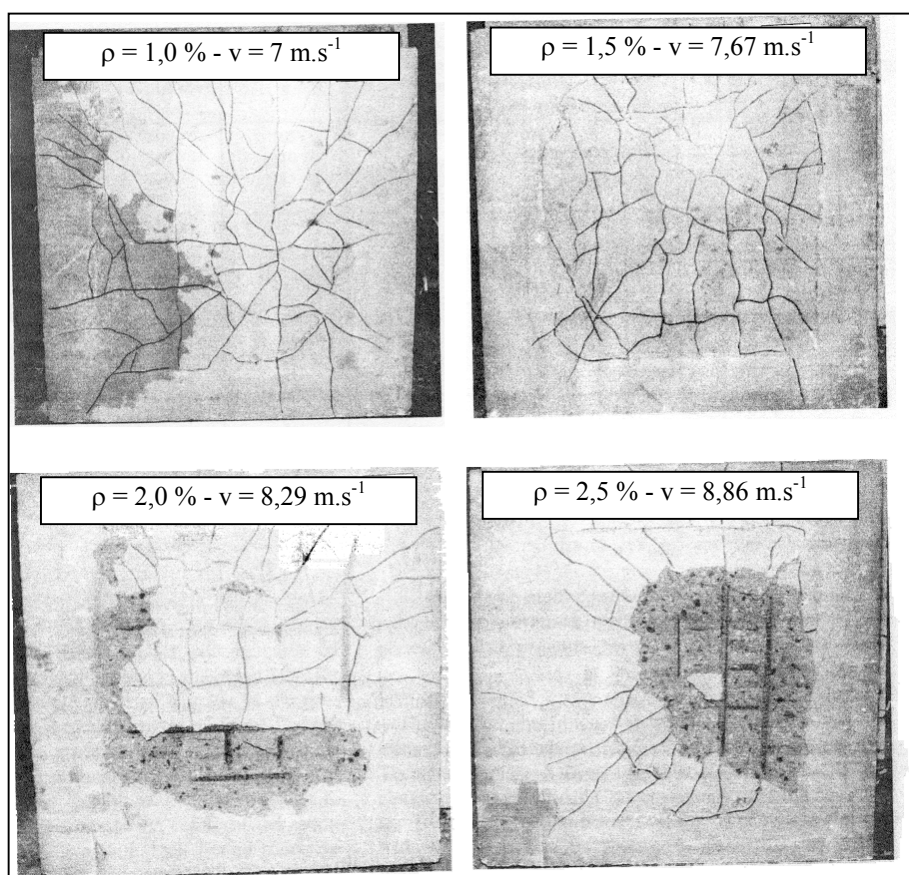


figure II.22 : endommagement en sous face de dalle [MUR, 01]

### II.2.2.6 Études expérimentales menées par F. Toulemonde [TOU, 95]

Au début des années 90, des essais expérimentaux de résistance aux chocs sur des structures en béton ont été menés par F. Toulemonde au sein du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. L'objectif était de valider sur une structure modèle des résultats obtenus à l'échelle du matériau.

## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures

Les tests dynamiques et statiques ont été menés sur 24 dalles circulaires en béton de 90 cm de diamètre et de 8 cm d'épaisseur. Les bétons utilisés étaient soit un béton ordinaire d'une résistance de 50 MPa, soit un béton à très hautes performances d'une résistance de 115 MPa. Les dalles étaient armées ou non à l'aide d'un treillis soudé (HA 7) représentant un taux d'armatures de l'ordre de 0,5 %. Les essais dynamiques étaient réalisés en plaçant les dalles dans un tube à choc (figure II.23-a) permettant d'obtenir une pression réfléchie comprise entre 150 et 900 kPa. Les vitesses de montée en pression sont comprises entre  $200 \text{ Pa.s}^{-1}$  et  $5000 \text{ Pa.s}^{-1}$ . Les appuis de la dalle pouvaient être considérés comme des appuis simples. L'instrumentation se composait de jauges de déformation collées sur les armatures et le béton, de capteurs de déplacements, d'accéléromètres et de pressiomètres. L'acquisition était réalisée sur une plage de fréquence comprise entre 2 Hz et 2 MHz.

De ces expérimentations, il ressort clairement que la résistance en dynamique des éléments de structure dont les matériaux avaient été conservés humide est nettement supérieure à la résistance statique. Au contraire, aucune évolution n'a pu être notée pour les dalles en béton privé de son eau libre. Ces conclusions sont en accord avec les résultats obtenus sur le matériau béton pour des essais de traction ou de compression. L'utilisation de bétons à hautes performances permet d'augmenter la charge de ruine de la structure en dynamique. Deux modes de ruine sont apparus : l'un par flexion (figure II.23-b), l'autre par cisaillement. L'auteur précise qu'il est donc indispensable de prévoir correctement le mécanisme de rupture probable, pour assurer un mode ductile et prédire de façon fiable la charge ultime, ce qui semble difficilement réalisable par un calcul statique équivalent. De plus, les vibrations de la structure peuvent éventuellement entraîner des fissures plus précoces mais contribuent également, lorsque la structure est fissurée, à dissiper l'énergie du choc.

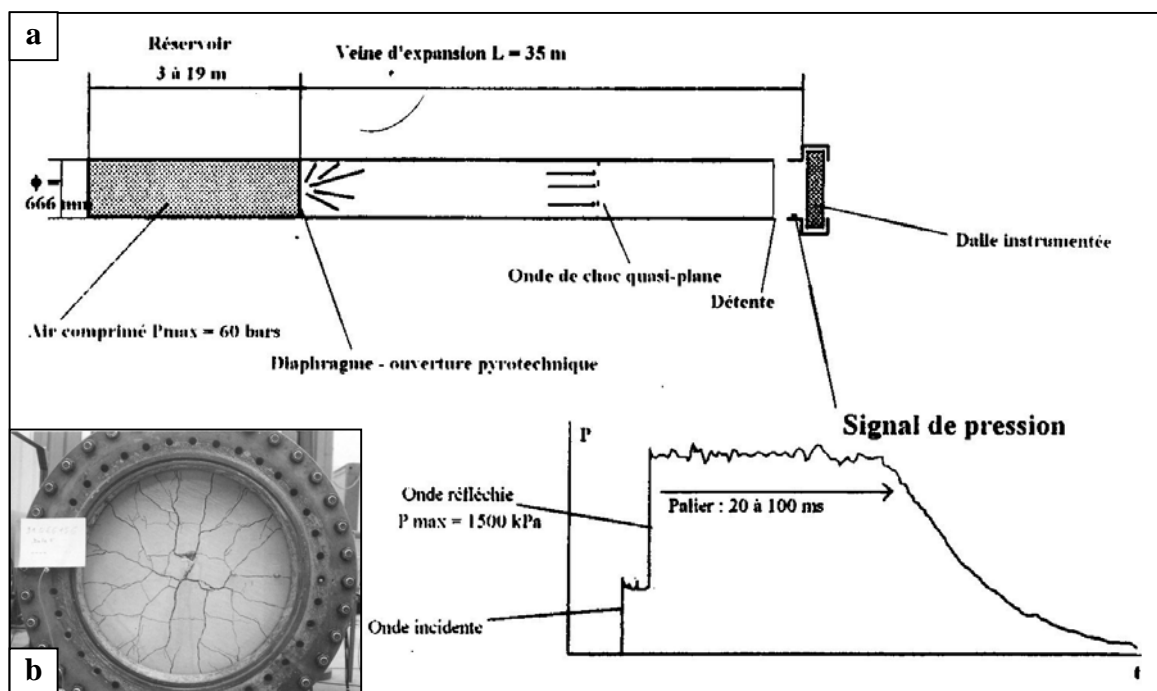


figure II.23 : schéma de principe de l'essai de dalle au tube à choc (a) et dalle circulaire après chocs (b)  
[TOU, 95]

### II.2.2.7 Récapitulatif et commentaires

La principale difficulté des expérimentations sur des impacts directs sur des structure en béton armé, réside dans la quantité importante de paramètres (tableau II.2) à prendre en compte :

- la rigidité de la structure (portée, épaisseur, ferrailage),
- les conditions d'appuis (encastré, simplement appuyé),
- le type de sollicitation (chute de masse, explosion, chargement dynamique à l'aide d'un vérin hydraulique),
- la nature (béton ou acier) et la forme (sphérique, conique, plate) de l'impacteur,
- l'énergie d'impact : masse de l'impacteur et vitesse d'impact (figure II.24).

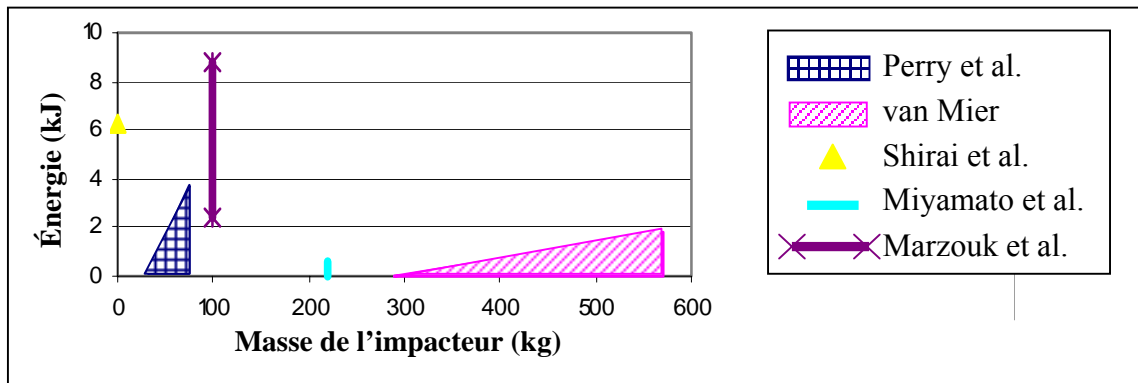


figure II.24 : niveau d'énergie en fonction de la masse de l'impacteur

Le choix de ces différents paramètres dépend du type de problème à représenter et a une influence directe sur l'endommagement et la réponse de la structure. Par exemple, la modélisation des impacts dus à des missiles est effectuée avec des impacteurs de faible masse projetés à grande vitesse, mettant en évidence le phénomène de poinçonnement (pouvant aller jusqu'à la perforation). Au contraire, pour la simulation de choc d'éléments massifs sur une dalle, les impacts ont lieu à faible vitesse avec des projectiles de masse importante entraînant un endommagement de flexion.

L'instrumentation mise en place sur les manipulations dépend de l'objectif de l'essai. Pour déterminer l'effort de contact, des capteurs d'efforts et des accéléromètres sont installés dans l'impacteur, lorsque cela est possible. Pour des impacts sur des structures rigides, la mesure peut également être effectuée indirectement à l'aide de jauges de déformations. Si la finalité est d'enregistrer la réponse de la structure, des capteurs de déplacement, des accéléromètres sont positionnés en sous-face de la dalle et des jauges de déformations sont collées sur les armatures et le béton.

A noter également que, dans l'ensemble des essais, l'influence de la présence d'armatures transversales (cadres ou épingles) n'a pas été prise en compte dans la résistance au poinçonnement de la dalle.

		Perry, Dinic, Brown [DIN, 90] [PER, 87]	Van Mier [VAN, 91]	Sawan, Abdel-Rohman [SAW, 86]	Shirai et al. [SHI, 97]	Miyamoto, King, Fuji [MIY, 89]	Murtiadi, Marzouk [MUR, 01]	Tsubota et al. [TSU, 98]	Toulemonde [TOU, 95]
Type d'essais		Impact sur dalle simplement appuyée	Impact sur pile indéformable	Impact sur dalle simplement appuyée	Impact sur panneau vertical suspendu par une bride	Impact sur poutre simplement appuyée	Impact sur dalle simplement appuyée ou encastrée	Chargement sur dalle simplement appuyée à vitesse constante	Choc sur dalle circulaire simplement appuyée
Structure Impactée	Type	Dalle circulaire en béton armé	Pile en béton précontraint	Dalle carrée $f_{bc} = 35$ MPa	Panneau carré $f_{bc} = 35$ à 57 MPa	Poutre $f_{bc} = 38$ à 84 MPa	Dalle carrée $f_{bc} = 35$ ou 80 MPa	Dalle rectangulaire $f_{bc} = 50$ ou 115 MPa	Dalle circulaire $f_{bc} = 33,9$ à 123,1 MPa
	Dimensions	$\phi = 1,50$ m ép. = 60 à 80 mm	Section : 0,25 x 0,25 m <sup>2</sup> long. = 20 m	0,75 x 0,75 m <sup>2</sup> ép. = 50 mm	0,60 x 0,60 m <sup>2</sup> ép. = 70 à 11 mm	Section = 0,15 x 0,16 m <sup>2</sup> et 0,15 x 0,18 m <sup>2</sup>	0,95 x 0,95 m <sup>2</sup> ép. = 100 mm	2 x 1,7 m <sup>2</sup> ép. : 200 mm	$\phi = 0,9$ m ép. = 80 mm
	Ferraillage	0,33 %	Précontrainte de 4,4 MPa	0,45 à 1,47 %	0,88 %	1,64 %	1 à 2,5 %	0,48 %	0,5 %
Impacteur	Type	Poids	Bloc en béton B30 ou B60	Boule d'acier	Projectile en acier	Poids	Cylindre en acier	Presse hydraulique Capacité : 80 t Vitesse = 2 m.s <sup>-1</sup>	Tube à choc Pression entre 150 et 900 kPa.
	Masse	31,5 à 75,25 kg	290 à 570 kg	7,2 kg	0,43 kg	100 kg	220 kg		
	Vitesse d'impact	4 à 10 m.s <sup>-1</sup>	0,5 à 2,5 m.s <sup>-1</sup>	2 à 4,9 m.s <sup>-1</sup>	170 m.s <sup>-1</sup>	0,4 à 3,5 m.s <sup>-1</sup>	7 à 8,86 m.s <sup>-1</sup>		
Effort de contact		100 à 500 kN	100 à 300 kN	-	-	35 à 85 kN	230 à 300 kN	Charge de rupture = 400 kN	-
Vitesse de déformation		-	-	-	-	0,02 s <sup>-1</sup>	0,2 s <sup>-1</sup>	0,08 s <sup>-1</sup>	-
Énergies		170 à 3760 J	36 à 1780 J	14 à 84 J	6 210 J	8 à 610 J	2 450 à 8 800 J	80 000 J	-

tableau II.2 : récapitulatifs des impacts directs sur des structures en béton armé

### II.3 SYNTHÈSE

L'étude bibliographique des essais sur des modèles de structure pare-blocs a fait ressortir la nécessité d'employer des structures de test de taille importante afin de pouvoir extrapoler les résultats aux ouvrages réels. Les énergies d'impact sont donc élevées (plusieurs centaines de kJ) nécessitant des systèmes de levage et de largage des blocs adaptés. Dans toutes les manipulations, une couche de matériau amortissant déposée au-dessus de la dalle entraînait des chocs mous. La particularité de notre étude est que le bloc impacte directement la dalle qui ne doit pas seulement résister à l'impact mais également dissiper le maximum d'énergie.

La littérature sur les impacts directs sur des structures en béton armé a révélé que de nombreux paramètres (nature et forme de l'impacteur, vitesse d'impact, rigidité de la dalle, etc.) influençait la réponse et l'endommagement de la structure. Dans la majorité des cas l'impact avait lieu soit entre un impacteur déformable et une structure rigide (chute d'avion) soit entre un impacteur indéformable (missile) et une structure souple ou rigide. La simulation de chute de blocs rocheux implique le choix d'un impacteur endommageable (en l'occurrence en béton armé) qui vient impacter une structure « semi-rigide » (dalle en béton armé).

Une difficulté qui ressort des expérimentations est la mesure de l'effort de contact. Dans notre cas, une mesure directe est impossible car le fait de mettre en place un capteur d'effort rigide dans l'impacteur (au niveau du contact) le rendrait indéformable. Une évaluation indirecte, à partir de l'évolution de la quantité de mouvement du bloc (vitesse avant et après choc, temps de contact), semble donc plus appropriée. Une comparaison de cet effort avec les différentes formulations théoriques énumérées apparaît difficile. En effet, les hypothèses sur les propriétés mécaniques du béton (module d'Young ou module d'Young fissuré, prise en compte du ferrailage) et géométriques (bloc cubique au lieu de sphérique) sont trop importantes pour pouvoir justifier de leurs applications correctes.

Dans le but de développer des méthodes de calcul simplifiées, un des enjeux de notre étude est de quantifier les différents transferts et la dissipation d'énergie ayant lieu au cours du choc. La difficulté repose sur la prise en compte de phénomènes qui ont des durées de temps très différentes, quelques milli-secondes pour l'application de l'effort de contact à plusieurs secondes pour les oscillations de la dalle. La mise au point d'une méthode simplifiée passe également par la modélisation de l'impact à l'aide de systèmes mécaniques simples de type « masse-ressort » à un ou plusieurs degré de liberté. Le problème étant que, par rapport aux modèles existants sur les structures en béton armé, la nature du choc est intermédiaire entre un « soft impact » et un « hard impact ». Le calage des différents paramètres, notamment de contact, est l'une des difficultés nécessitant le recours à une phase expérimentale.



## II État des connaissances sur les chocs et impacts sur structures

# **III ÉTUDE EXPÉRIMENTALE D'UNE DALLE PARE-BLOCS STRUCTURELLEMENT DISSIPANTE**

### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

## III.1 PRÉSENTATION GÉNÉRALE

### III.1.1 Site et partenaires

Le site d'expérimentation est situé sur la commune de Grésy-sur-Aix en Savoie, sur une aire de stockage. L'avantage de ce site est de disposer d'une plate-forme étendue permettant la réalisation de l'ouvrage d'essai et donnant toutes les garanties de sécurité lors des essais d'impact.

Ces expérimentations ont nécessité des moyens financiers, matériels et humains importants afin d'être menées à bien. Plusieurs entreprises et organismes publics ont participé à la mise en place des différentes campagnes. Le SETRA (Service d'Étude Technique des Routes et Autoroutes) et la DDE (Direction départementale de l'Équipement) de la Savoie ont financé la deuxième campagne d'essai dans le cadre de la construction de la casquette de Poniente dans les gorges de l'Arly. Les dalles testées ont été confectionnées par l'entreprise Léon Grosse à Aix-les-Bains suivant des plans de coffrage et de ferrailage fournis par le bureau d'études Tonello IC d'Aix-les-Bains. Lors de l'instrumentation de l'ouvrage, le CETE (Centre d'Études Techniques de l'Équipement) de Lyon a également participé à la pose des jauges de déformation sur les armatures.

### III.1.2 Objectifs des essais

La bibliographie a montré que la validation du principe de fonctionnement de nouvelles structures et la mise au point de modèles de calcul impliquaient obligatoirement une phase d'expérimentation. Les campagnes d'essais réalisées étaient directement liées à la construction de pare-blocs réels et répondaient chacune à des attentes spécifiques. Au total trois campagnes ont été effectuées de mai 2000 à mars 2003 sur un modèle à l'échelle 1/3 (dalle de 12 m x 4,80 m x 0,28 m) de la dalle du pare-blocs des Essariaux en Savoie :

- *Campagne I* (mai 2000) : le but principal était de valider le principe de fonctionnement d'une dalle PSD. Trois essais ont été réalisés sur des zones différentes, suffisamment espacées pour considérer que la dalle était saine à chaque essai :
  1. *Test T1* : un impact dit « courant » est effectué au centre de la dalle avec une énergie de 67 kJ (bloc de 450 kg lâché de 15 m) ;
  2. *Test T2* : un impact dit « exceptionnel » est effectué en milieu de travée, excentrée sur un bord, avec une énergie de 135 kJ (bloc de 450 kg lâché de 30 m) ;
  3. *Test T3* : un impact dit « exceptionnel » est effectué en bord de dalle avec une énergie de 135 kJ afin de vérifier le comportement des appuis (bloc de 450 kg lâché de 30 m).
- *Campagne II* (novembre 2002) : les objectifs étaient, premièrement de valider une méthode de réparation et de vérifier le comportement de la dalle après deux impacts successifs dans la même zone ; deuxièmement de quantifier les sollicitations et transferts d'énergie ayant lieu au cours du choc. Une intervention et deux tests ont été réalisés :
  1. *Réparation* de la dalle dans la zone impactée par le test T2 ;
  2. *Test T4* : un impact « exceptionnel » est effectué sur la zone réparée avec une énergie de 138 kJ (bloc de 470 kg lâché de 30 m) ;
  3. *Test T5* : un impact « exceptionnel » est effectué sur la zone endommagée par le test T1, avec une énergie de 134 kJ (bloc de 455 kg lâché de 30 m).

### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

- *Campagne III* (mars 2003) : le principe était de réaliser un essai avec un niveau d'énergie supérieur à celui d'un impact « exceptionnel » afin d'endommager le plus fortement possible la dalle. Un essai et une intervention ont eu lieu :
  1. *Test T6* : un impact « hors dimensionnement » d'une énergie de 294 kJ est effectué sur la même zone que le test T4 (bloc de 810 kg lâché de 37 m) ;
  2. *Démolition* au marteau piqueur d'une partie de la zone impactée par le test T6 afin d'observer les mécanismes d'endommagement ;

Un des objectifs permanents de ces campagnes d'essais était de quantifier l'endommagement de la structure. Pour ce faire des essais statiques lors des trois campagnes ont été réalisés afin de connaître l'évolution de la raideur de dalle :

- *Campagne I* : un essai a été effectué après les tests dynamiques.
  1. *Test S1* : essai après l'impact T2 avec un chargement maximal de 800 kN.
- *Campagne II* : quatre essais ont été effectués avant et après chocs.
  1. *Test S2* : essai avant l'impact T4 (après réparation) avec un chargement maximal de 300 kN ;
  2. *Test S3* : essai avant l'impact T5 avec un chargement maximal de 300 kN ;
  3. *Test S4* : essai après l'impact T4 avec un chargement maximal de 500 kN ;
  4. *Test S5* : essai après l'impact T5 avec un chargement maximal de 500 kN.
- *Campagne III* : un essai a été effectué après choc.
  1. *Test S6* : essai après l'impact T6 avec un chargement maximal de 750 kN.

Le tableau III.1 regroupe les essais effectués avec leurs principales caractéristiques.

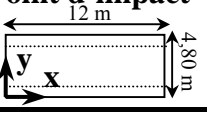
Essai	Énergie (kJ)	Bloc		Point d'impact 	Surface d'impact	Essai statique	
		Masse (kg)	Hauteur (m)			Avant test	Après test
T1	67	450	15	En travée centrée $x = 6 \text{ m}$ ; $y = 2,40 \text{ m}$	Neuve	-	-
T2	135	450	30	En travée excentrée $x = 9 \text{ m}$ ; $y = 2,60 \text{ m}$	Neuve	-	S1
T3	135	450	30	En rive $x = 2,40 \text{ m}$ $y = 0,75 \text{ m}$	Neuve	-	-
T4	138	470	30	En travée excentrée $x = 9 \text{ m}$ $y = 2,64 \text{ m}$	Réparée après T2 (135 kJ)	S2	S4
T5	134	455	30	En travée centrée $x = 6 \text{ m}$ ; $y = 2,60 \text{ m}$	Endommagée après T1 (67 kJ)	S3	S5
T6	294	810	37	En travée excentrée $x = 9,10 \text{ m}$ $y = 2,68 \text{ m}$	Endommagée après T4 (138 kJ)	S4	S6

tableau III.1 : récapitulatif des essais expérimentaux effectués

## III.2 CAMPAGNES D'ESSAIS DE VALIDATION DU CONCEPT DE PSD

### III.2.1 Description de la maquette

#### III.2.1.1 Dalle d'essai

La structure testée (figure III.1) est une dalle en béton armé de 12 m par 4,80 m pour une épaisseur de 28 cm et pesant environ 40 t [PER, 02]. Elle repose sur deux lignes d'appuis constituées de 11 appuis fusibles (appuis ponctuels) espacés de 1,14 m. Sa portée entre appuis est de 4 m.



figure III.1 : vue générale de la dalle d'essai

Le ferrailage (figure III.2) a été dimensionné par le bureau d'études Tonello IC afin que la dalle puisse reprendre un impact « exceptionnel » d'une énergie de 135 kJ. Les armatures sont des FeE 500 représentant une quantité de 270 kg d'acier par mètre cube de béton. Leurs dimensions et quantités sont récapitulées dans le tableau III.2.

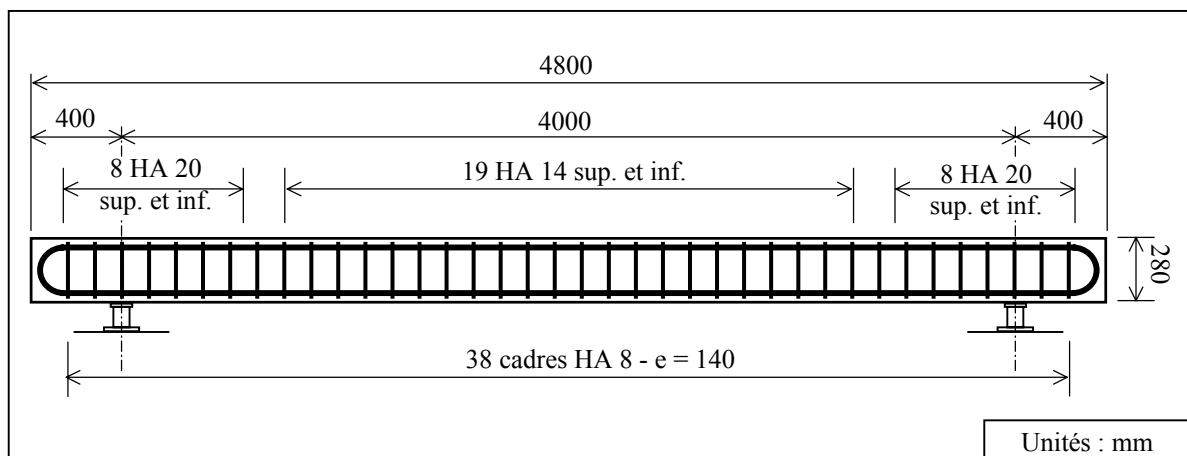


figure III.2 : coupe dans le sens transversal de la dalle d'essai

### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

Position	Direction	Armatures	Espacements (cm)	Taux d'armatures (%)	Taux d'armatures moyen (%)
Inférieure Partie centrale	Transversale	HA 16	10	0,71	0,53 *
	Longitudinale	HA 14	14	0,39	
Supérieure Partie centrale	Transversale	HA 16	10	0,71	0,53 *
	Longitudinale	HA 14	14	0,39	
Effort tranchant	Verticale	Cadres HA 8	Trans. = 14 Long. = 10	0,36	0,36

(\*)  $\rho = \sqrt{\rho_{\text{long}} \times \rho_{\text{trans}}}$

tableau III.2 : armatures de la dalle d'essai

Le béton a une résistance moyenne 30 MPa et il est confectionné avec un ciment portland CEM 32,5 R. Le rapport teneur en eau/teneur en ciment « w/c » est de l'ordre de 0,5 et le diamètre du plus gros granulat est d'environ 3 cm.

La dalle a été coulée à l'aide de deux camions toupie sur lesquels trois éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre pour 32 cm de hauteur ont été prélevées. Les essais en laboratoire, fournis en annexe A1, ont donné une résistance moyenne à 28 jours de 30 MPa et un module d'Young de 30700 MPa (aucune différence significative entre les deux gâchées).

#### III.2.1.2 Blocs d'impact

Deux types d'impacteur sont utilisés suivant la quantité d'énergie souhaitée. Un bloc cubique en béton armé (caractéristiques du béton en annexe A1) de 58 cm de côté, chanfreiné sur ses arêtes (figure III.3) et pesant environ 450 kg. Le second type d'impacteur est un bloc à facettes (14 faces) représenté sur la figure III.4 et pesant 810 kg. Le béton et les armatures ont les mêmes caractéristiques que celles de la dalle d'essai.

Le choix du matériau du bloc s'est porté sur du béton armé et non sur de l'acier, par exemple, car une masse volumique importante aurait entraîné un impacteur de trop faibles dimensions et donc non représentatif de la taille réelle d'un bloc. Un bloc rocheux aurait pu être directement utilisé mais l'inconvénient était la méconnaissance des caractéristiques exactes de l'impacteur. La forme du bloc est cubique ou à facettes et non sphérique pour des problèmes de bétonnage et de façonnage du ferrailage. De plus, un bloc rocheux comporte de nombreuses arêtes et facettes et donc les blocs utilisés se rapprochent de la réalité.

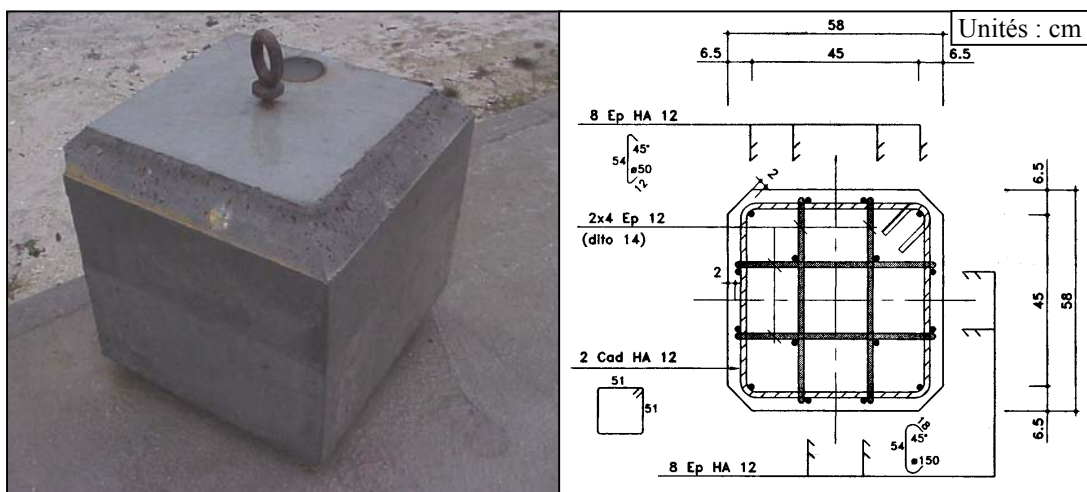
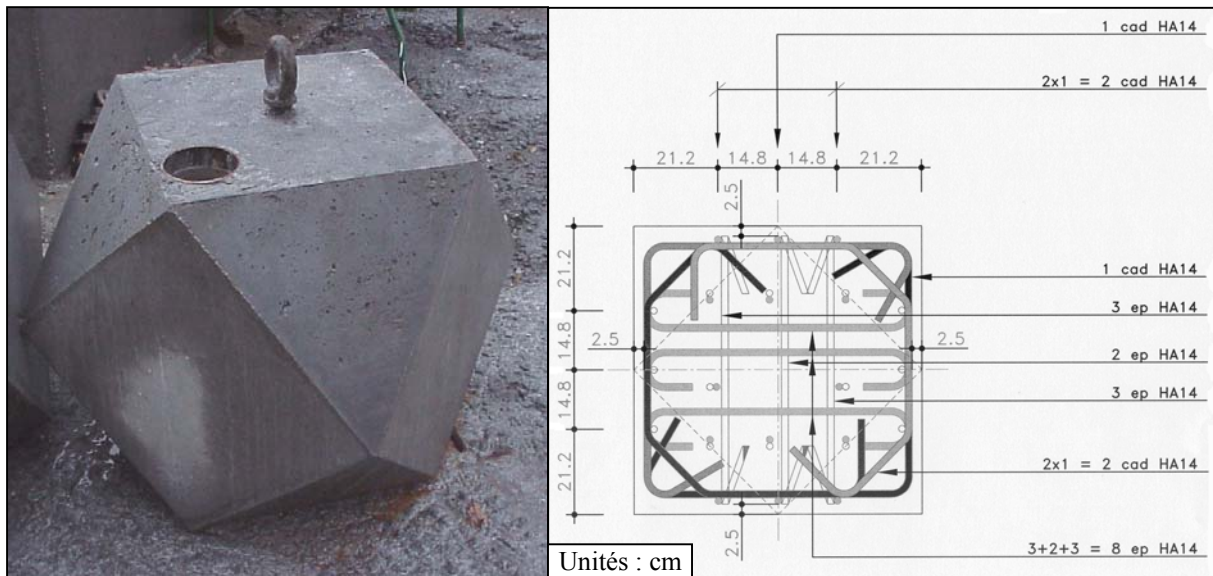


figure III.3 : photo et coupe du bloc d'impact cubique de 450 kg

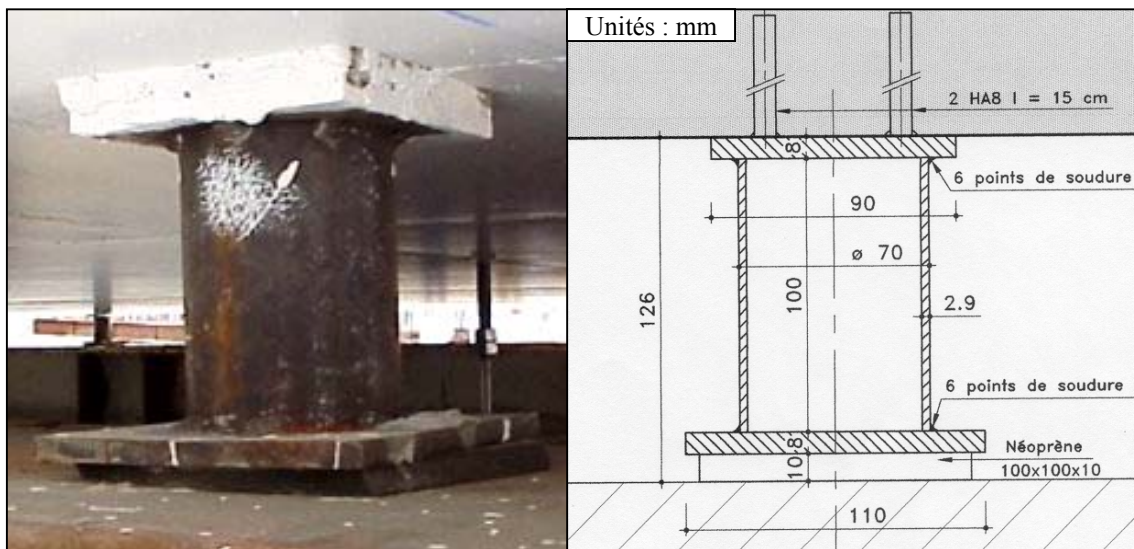
### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante



**figure III.4 : photo et coupe horizontale du bloc d'impact à facettes de 810 kg**

### III.2.1.3 Appuis et fondations

La dalle repose sur 22 appuis fusibles répartis en deux lignes d'appuis. Ces appuis sont constitués d'un tube métallique (TUE 220 A) de 70 mm de diamètre, 100 mm de hauteur et 2,9 mm d'épaisseur, soudé entre deux plaques métalliques carrées de 110 mm de côté et 8 mm d'épaisseur (figure III.5). La limite d'élasticité de l'acier est de 400 MPa.



**figure III.5 : photo et coupe verticale d'un appui fusible de la dalle d'essai**

Des essais quasi-statiques de compression [BOU, 02] effectués au sein du LOCIE, sur les tubes constituant les appuis, montrent qu'un cloquage commence à apparaître pour une charge moyenne de 179 kN. La charge maximale supportée par un appui est en moyenne de 246 kN (figure III.6). La raideur moyenne d'un appui, dans son domaine élastique, est de 186 kN.mm<sup>-1</sup>. Ces résultats sont en accord avec les études menées par A. Wlodzimierz et J. Norman [WLO, 84]. Pour un écrasement en diamant, la charge limite moyenne « P<sub>m</sub> » est donnée par l'expression suivante :



### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

$$\frac{P_m}{M_0} = 62,88 \left( \frac{2R}{e} \right) \quad (\text{III.1})$$

$$\text{avec } M_0 = \frac{2}{\sqrt{3}} \frac{\sigma_0 e^2}{4} \quad (\text{III.2})$$

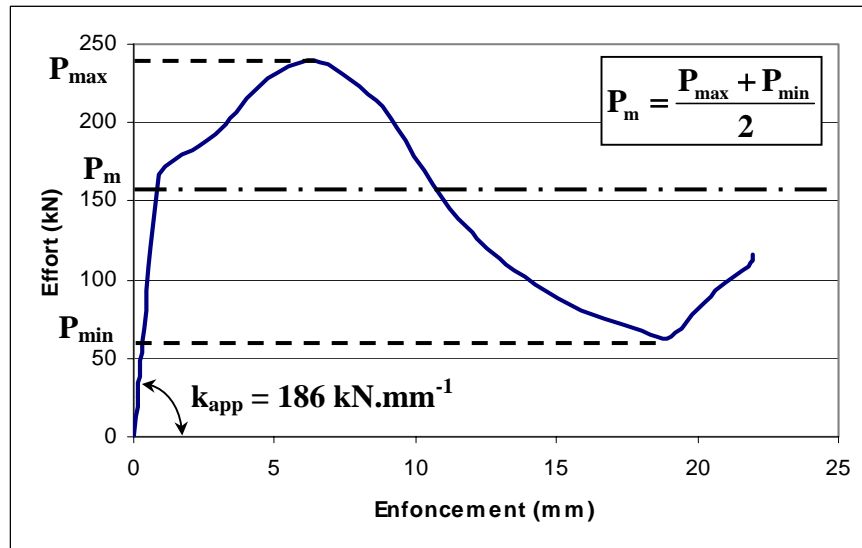
$M_0$  = moment plastique  
 $\sigma_0$  = limite élastique de l'acier  
 $e$  = épaisseur du tube  
 $R$  = rayon moyen du tube

La charge limite moyenne «  $P_m$  » déterminée à partir de l'équation (III.1) est de 176 kN, prouvant une bonne cohérence entre l'expression théorique et l'expérimentation.

A. Wlodzimierz et J. Norman ont montré également qu'un chargement dynamique entraîne une augmentation de la limite élastique de l'acier en compression pour des tubes :

$$\frac{\sigma_0^d}{\sigma_0} = 1 + \left( \frac{\dot{\epsilon}}{D} \right)^{1/p} \quad (\text{III.3})$$

avec  $\sigma_0^d$  = limite élastique de l'acier pour une vitesse de déformation  $\dot{\epsilon}$   
 $\sigma_0$  = limite élastique de l'acier en statique  
 $\dot{\epsilon}$  = vitesse de déformation  
 $D, p$  = coefficient ayant respectivement comme valeur 40,4 s<sup>-1</sup> et 5 pour les aciers courants



**figure III.6 : courbe expérimentale de comportement sous chargement statique du tube d'un appui fusible de la dalle d'essai [BOU, 02]**

Pour nos essais, les vitesses de déformation sont de l'ordre de 0,5 s<sup>-1</sup> (figure III.18-b), entraînant une augmentation de la limite élastique de 41,5 % et donnant les valeurs de charges dynamiques suivantes :

- Charge limite moyenne dynamique :  $P_{m,dyn} = 253 \text{ kN}$
- Charge maximale dynamique :  $P_{max,dyn} = 348 \text{ kN}$

### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

L'appui fusible repose ensuite sur une plaque de néoprène carrée de 100 x 100 mm<sup>2</sup> et de 10 mm d'épaisseur ayant un écrasement de 7 mm pour une charge de 100 kN correspondant à une raideur de 14,3 kN.mm<sup>-1</sup>. L'appui est fixé dans la dalle par l'intermédiaire de deux HA 8 et il est posé sur un HEB 600 de 12 m de longueur reposant sur quatre blocs de béton de 60 cm de hauteur (figure III.7). Le sol de fondation est du rocher, de très bonne qualité portante, sur lequel est réalisé un béton de propreté. La dalle est bridée par l'intermédiaire de 12 tiges métalliques de 16 mm de diamètre, ancrés au rocher (figure III.8). Un jeu d'environ 2 cm est laissé afin de permettre à la dalle de se décoller tout en l'empêchant, le cas échéant, de sortir de ses appuis. Ces dispositifs anti-soulèvement se sont avérés inutiles et ont donc été utilisés uniquement pour les trois premiers essais.

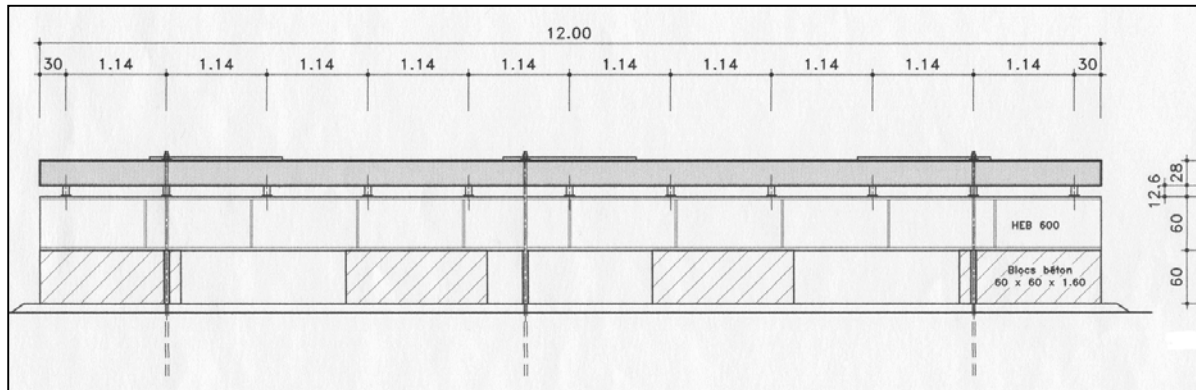


figure III.7 : vue générale des appuis et des fondations de la dalle d'essai

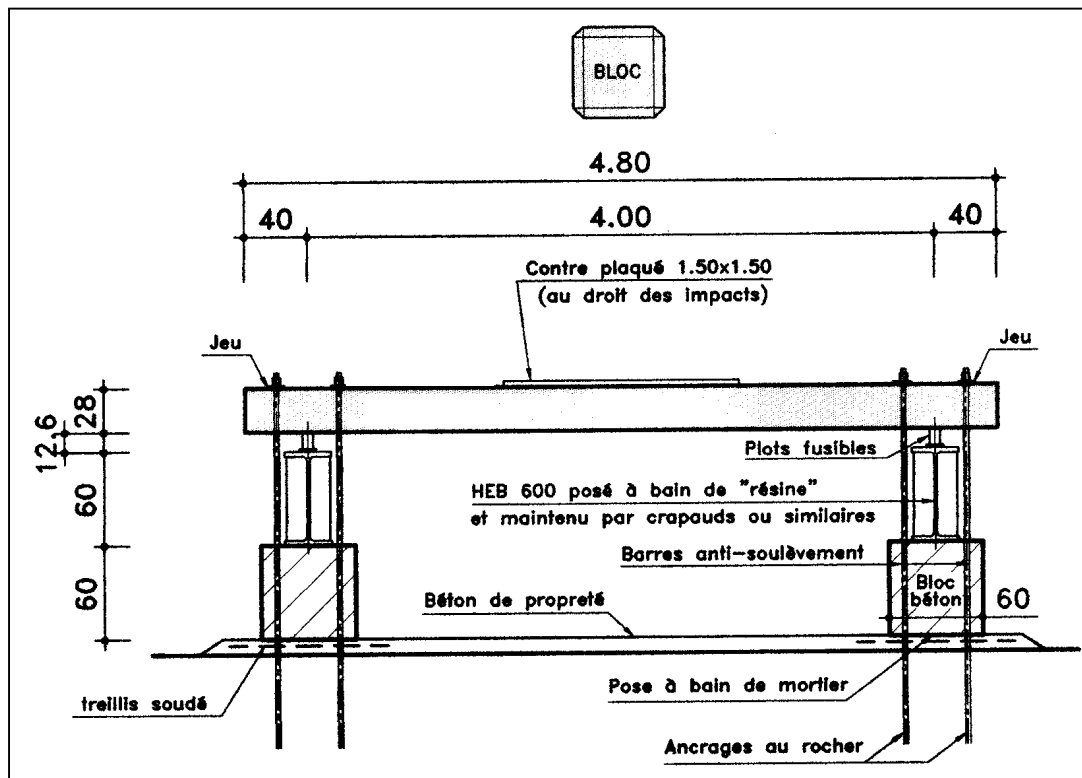


figure III.8 : coupe dans le sens transversal des fondations de la dalle d'essai

### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

Le tableau III.3 récapitule les dimensions et caractéristiques des éléments constituant la structure expérimentale.

ÉLÉMENT		MATÉRIAU	
Type	Caractéristique	Type	Caractéristique
Dalle	Longueur = 12 m Largeur = 4,80 m Epaisseur = 0,28 m Portée = 4 m Masse $\approx$ 40 t	Béton d'origine	$f_{bc} = 30$ MPa $f_{bt} = 2,9$ MPa * $E_b = 30700$ MPa
		Béton de la zone réparée	$f_{bc} = 35,7$ MPa $f_{bt} = 2,9$ MPa $E_b = 24800$ MPa
		Armatures inférieures et supérieures Sens transversal	$\rho = 0,71$ % - HA 16 $\sigma_{se} = 500$ MPa $E_s = 200000$ MPa
		Armatures inférieures et supérieures Sens longitudinal	$\rho = 0,39$ % - HA 14 $\sigma_{se} = 500$ MPa $E_s = 200000$ MPa
		Armatures d'effort tranchant d'origine	$\rho = 0,36$ % - cadres HA 8 $\sigma_{se} = 500$ MPa $E_s = 200000$ MPa
		Armatures d'effort tranchant de la zone réparée	Epingles HA 10 $\sigma_{se} = 500$ MPa $E_s = 200000$ MPa
Bloc cubique	Volume = $0,58 \times 0,58 \times 0,58$ m <sup>3</sup> Masse $\approx$ 450 kg	Béton	$f_{bc} = 30$ MPa $f_{bt} = 2,9$ MPa * $E_b = 30700$ MPa
		Armatures	Fretté avec des HA 12 $\sigma_{se} = 500$ MPa $E_s = 200000$ MPa
Bloc à facettes	Surface d'impact = $0,51 \times 0,51$ m <sup>2</sup> Masse = 810 kg	Béton	$f_{bc} = 30$ MPa $f_{bt} = 2,9$ MPa * $E_b = 30700$ MPa
		Armatures	Fretté avec des HA 14 $\sigma_{se} = 500$ MPa $E_s = 200000$ MPa
Appuis fusibles	Plaque : $110 \times 110 \times 8$ mm <sup>3</sup> Tube : $\phi = 70$ mm H = 100 mm Ep. = 2,9 mm Efforts statiques : $P_m = 179$ kN $P_{max} = 246$ kN	Acier	$k_{app} = 186$ kN.mm <sup>-1</sup>
Plaque de néoprène	$110 \times 110 \times 10$ mm <sup>3</sup>	Néoprène	$k_n = 14,3$ kN.mm <sup>-1</sup>
HEB 600	Longueur = 12 m	Acier	$\sigma_{se} = 235$ MPa $E_s = 200000$ MPa

\*  $f_{bt} = 0,3 f_{bc}^{2/3}$  [EC2, 03]

tableau III.3 : caractéristiques des éléments et des matériaux de la structure expérimentale

#### III.2.2 Description des essais et de la méthode de réparation

##### III.2.2.1 Essais dynamiques

La réalisation d'un essai d'impact demande une préparation importante et une grande rigueur. En effet, il n'est pas permis de rater un test car à chaque impact la dalle est endommagée. Le protocole expérimental pour un test dynamique est le suivant :

1. Mise en place des différents capteurs ; Cette étape prend environ une demi-journée vu le nombre important d'appareils à installer ;
2. Le bloc d'impact est pesé à l'aide d'un peson relié à une grue ;
3. Le bloc est suspendu au crochet d'une grue par l'intermédiaire d'une corde en nylon de 8 mm de diamètre. Un système de coupure est installé sur la corde (figure III.9). Il se compose de deux cartouches chauffantes qui viennent en contact avec la corde. Ces cartouches sont reliées à un générateur qui, une fois mis sous tension, provoque leur échauffement et entraîne la rupture de la corde. L'avantage de ce procédé est de n'engendrer aucun mouvement parasite initial dans le bloc, lors de son largage. De plus aucun système explosif n'est utilisé et donc la présence d'un artificier n'est pas nécessaire ;

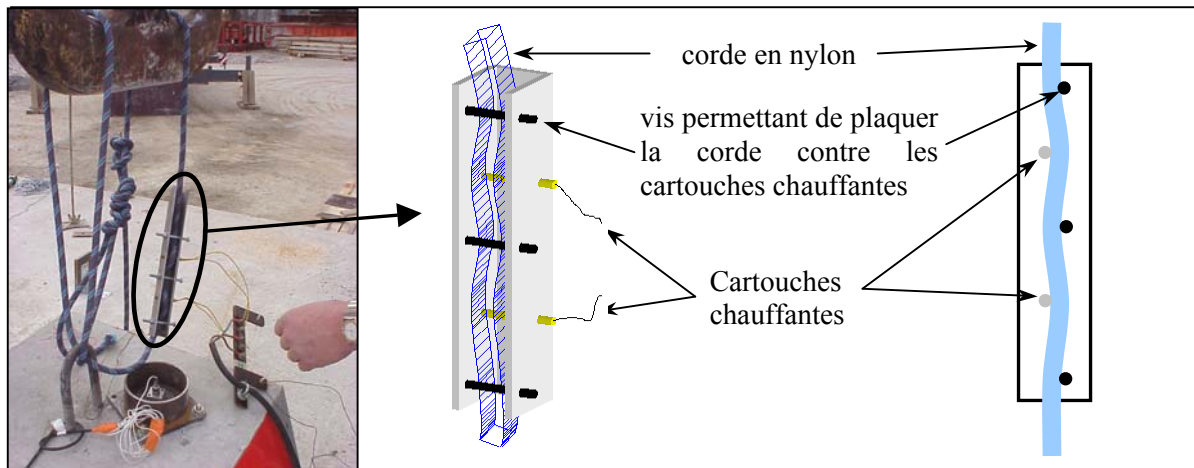
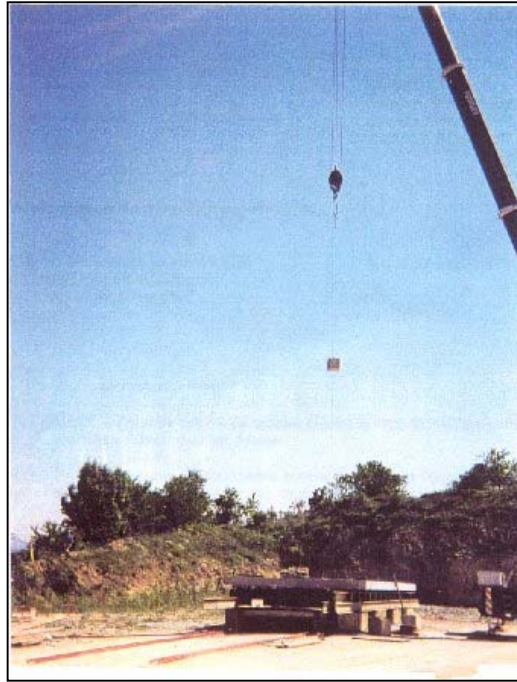


figure III.9 : système de lâcher du bloc

4. Le bloc est positionné sur la dalle au niveau du point d'impact. Afin de mesurer la hauteur de chute du bloc, une chaînette, coupée à la longueur voulue, est suspendue au crochet du bloc. Elle est fixée par l'intermédiaire d'un crochet en fil de fer permettant ainsi de la décrocher, du sol, en tirant sur celle-ci ;
5. Le bloc est hissé à la hauteur désirée, puis la chaînette est décrochée ;
6. A l'aide d'un anémomètre, la vitesse du vent est mesurée : elle doit être inférieure à  $8 \text{ m.s}^{-1}$  afin que le bloc ne soit pas dévié de façon trop importante par rapport au point d'impact prévu ;
7. Le système d'acquisition et la caméra ultra-rapide sont mis en fonctionnement.
8. Le système de lâcher du bloc est mis sous tension ; le temps mis par la corde pour se rompre est d'environ 30 secondes ;
9. Le bloc vient impacter la dalle (figure III.10) ;
10. Le système d'acquisition et la caméra ultra-rapide sont arrêtés ;
11. La position exacte du point d'impact est repérée.



**figure III.10 : bloc durant sa chute – Essai T2**

Une analyse par ultrasons, à l'aide d'un Pundit Plus, a été effectuée après la première et la deuxième campagne sur l'ensemble de la dalle afin de localiser précisément les zones endommagées. Le principe est de mesurer le temps de propagation des ondes dans l'épaisseur de la dalle. Plus la célérité est faible et plus l'endommagement du béton est important.

Des relevés de fissures en sous-face de la dalle sont également réalisés pour ces deux campagnes d'essais. La méthode consiste soit à placer une feuille de calque sur la surface de béton et à tracer les fissures, soit de photographier la sous-face puis d'effectuer un montage.

#### **III.2.2.2 Essais statiques**

Les essais statiques de flexion ont pour objectif de connaître la variation de raideur de la dalle avant et après impact afin de quantifier son endommagement. Le test consiste à venir mettre la dalle en flexion en appliquant un effort à mi-travée au niveau du point d'impact.

Le chargement est effectué à l'aide d'un vérin manuel d'une capacité de 1000 kN (figure III.11). Le vérin s'appuie sur deux profilés métalliques, reposant sur la dalle, qui sont bridés au sol afin d'empêcher leur soulèvement. Le chargement est enregistré à l'aide d'un capteur d'effort placé entre le vérin et les profilés. Huit comparateurs mécaniques sont placés en sous-face de dalle, dans le sens transversal (sens de la portée), afin de mesurer son déplacement vertical. Les positions des capteurs et du point d'application du chargement, pour les différents essais, sont données dans l'annexe A2.

Le chargement appliqué est de l'ordre 300 kN pour les essais avant impact afin de ne pas endommager la dalle. En revanche, après un essai d'impact, le chargement est plus important (jusqu'à 800 kN) afin d'obtenir une courbe plus étendue.



### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

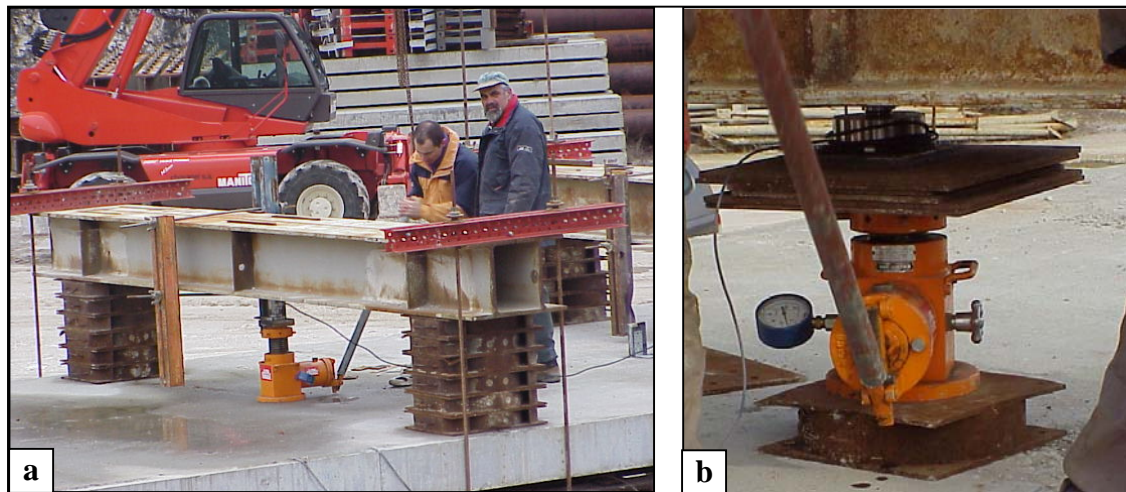


figure III.11 : (a) équipement pour un essai statique et (b) ensemble vérin + capteur d'effort

#### III.2.2.3 Méthode de réparation

Avant la deuxième campagne, dans le but de simuler un cycle de vie complet de l'ouvrage, la zone de la dalle impactée par le test T2 est réparée (figure III.12). La zone de béton fissurée représente, d'après les observations visuelles et l'analyse par ultrasons, une zone d'environ 1,70 m<sup>2</sup>.

La première étape consiste à démolir la zone de béton endommagée par hydrodémolition. Le principe de cette technique est de disloquer le béton, par passes successives, à l'aide d'un jet d'eau à haute pression (150 à 250 MPa). L'avantage est de réaliser une découpe propre et précise et de mettre à nu le ferrailage sans le détériorer. De l'observation des armatures, il ressort que cinq brins des cadres ont rompu par traction. L'ensemble des cadres de 8 mm a donc été enlevé et remplacé par des épingles de 10 mm de diamètre. Dans une deuxième étape la zone nettoyée est coffrée et bétonnée au moyen d'un béton G + S d'une résistance moyenne de 35 MPa (annexe A1). Les appuis cloqués lors du choc en bord de dalle (test T3), ainsi que les néoprènes les supportant sont également remplacés par vérinage de la structure.

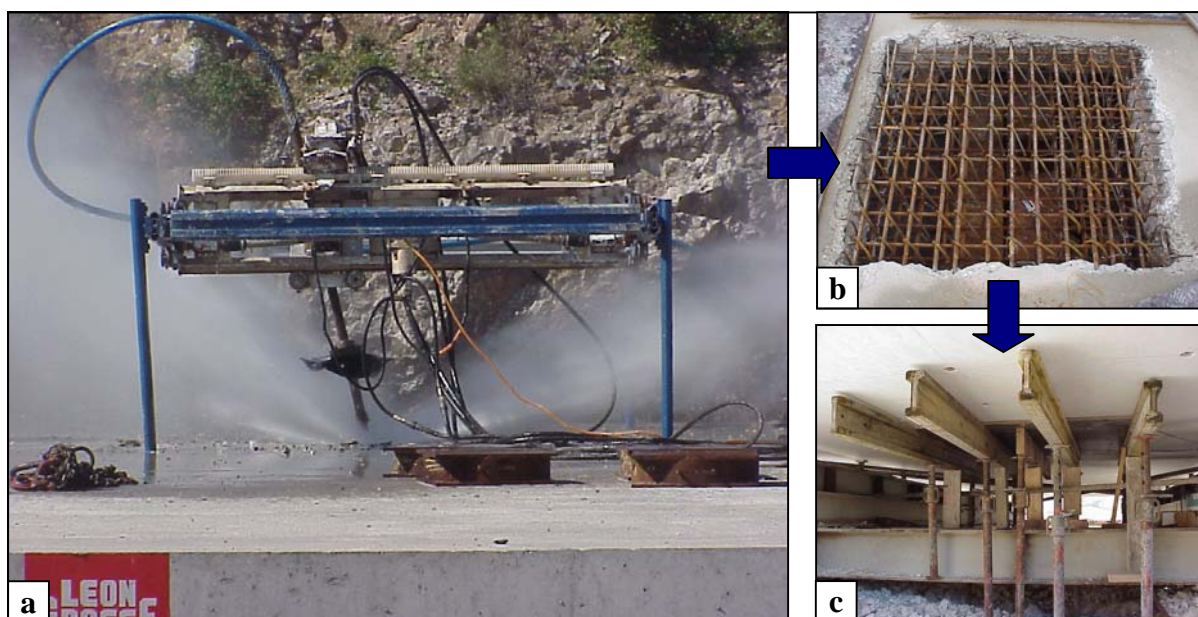


figure III.12 : réparation de la dalle - (a) hydrodémolition, (b) ferrailage mis à nu et (c) coffrage de la zone démolie [DEL, 03-b]

#### III.2.3 Instrumentation

##### III.2.3.1 Essais dynamiques

Les capteurs installés sont choisis, suivant les essais, en fonction des données que nous souhaitons recueillir et des moyens que nous disposons pour chaque campagne. D'après la bibliographie, les chargements de type choc nécessitent une acquisition à une fréquence élevée afin de pouvoir analyser les phénomènes de très courte durée (quelques millisecondes) ayant lieu lors du contact. De plus les sollicitations sont très élevées et les capteurs doivent donc avoir une plage de fonctionnement étendue.

Les capteurs (tableau III.4) sont reliés à une centrale d'acquisition, réalisant un enregistrement à une fréquence de 7000 Hz, par l'intermédiaire de câbles blindés afin de limiter le parasitage des signaux :

- *Jauges de déformation collées sur les armatures (figure III.13-a) :* elles sont collées sur les armatures inférieures et supérieures orientées longitudinalement et transversalement. Des armatures d'effort tranchant sont également équipées dans la zone réparée. Leur mise en place nécessite, dans un premier temps, de venir poncer l'armature afin de rendre la surface de collage parfaitement lisse. Ensuite, à l'aide d'une colle cyano-acrylate la jauge et les cosses relais sont fixées, puis les câbles permettant de les connecter à la centrale d'acquisition sont soudés. Elles sont enfin recouvertes d'une résine de protection pour éviter leur arrachement lors du bétonnage. Les jauges sont branchées en montage  $\frac{1}{4}$  de pont 3 fils.
- *Jauges de déformation collées sur le béton (figure III.13-b) :* elles sont mises en place sur l'extrados de la dalle à proximité de la zone d'impact. Leur montage et leur branchement sont semblables à ceux des jauges mises en place sur les armatures. Elles sont en plus recouvertes par une plaque de contreplaqué afin de les protéger lors du choc.
- *Capteurs de déplacement (figure III.13-c) :* des capteurs de déplacement LVDT sont installés en sous-face de dalle et mesurent les déplacements verticaux suivant deux axes perpendiculaires ayant comme origine le point d'impact. Ils sont fixés à la dalle par l'intermédiaire d'équerres métalliques. Leurs bases sont fixées à des supports en bois eux-mêmes vissés sur un platelage en bois d'un chariot indépendant de la dalle. L'essentiel est d'obtenir un système monobloc enregistrant uniquement les déplacements de la dalle.
- *Accéléromètres (figure III.13-d) :* ils sont collés, à l'aide d'une colle cyano-acrylate en gel, en sous-face de dalle et enregistrent son accélération. Des accéléromètres de 50 g sont mis en place sauf près de la zone impactée où des accéléromètres de 500 g sont installés. Un accéléromètre de 5000 g est également fixé dans le bloc (au niveau du crochet de largage) afin de mesurer sa décélération verticale. Un support est intégré au bloc lors de son bétonnage puis l'accéléromètre est vissé dessus. La décélération du bloc est enregistrée uniquement pendant la phase de contact car ensuite, le câble de connexion le reliant à la centrale d'acquisition se rompt.
- *Capteurs de force (figure III.13-e) :* cinq capteurs de force d'une capacité de 1000 kN sont régulièrement positionnés sous un des HEB 600 reprenant une ligne d'appuis fusible. La difficulté de leur mise en œuvre réside dans l'équilibrage des efforts repris

### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

par chaque capteur. En effet, le poids propre de la dalle doit être réparti uniformément sur les 5 capteurs. Leur calage est effectué au moyen de feuillets métalliques de quelques millimètres d'épaisseur permettant de les remonter ou les descendre légèrement.

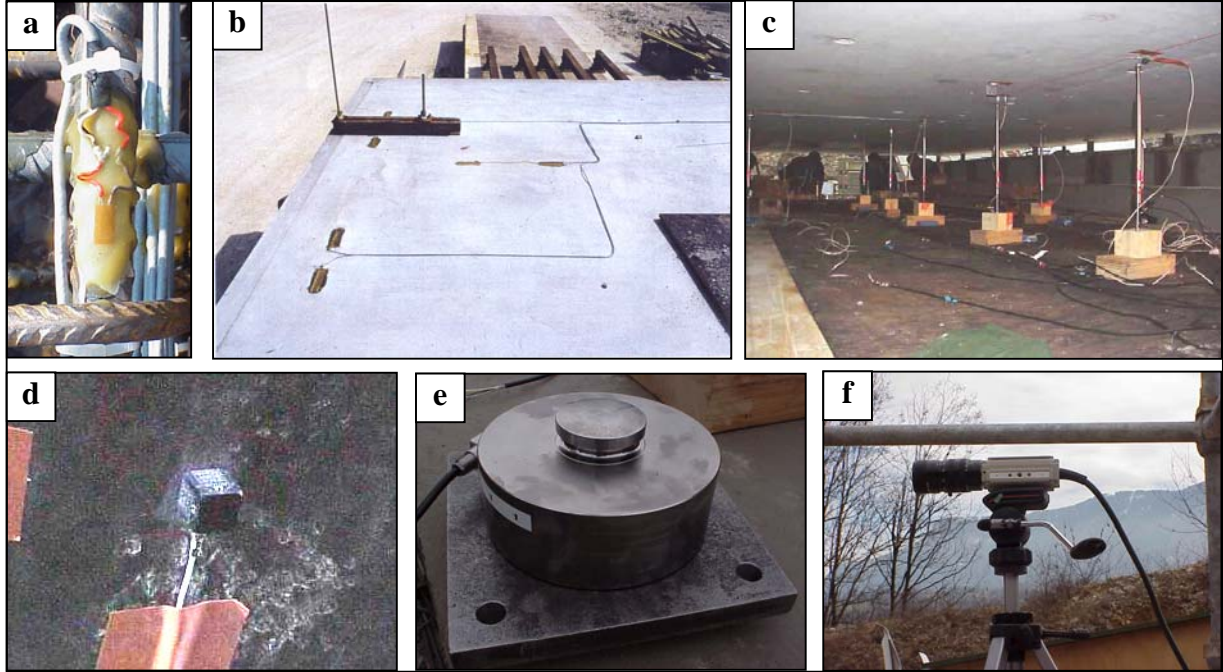


figure III.13 : (a) jauges de déformation sur une armature et (b) sur le béton, (c) capteurs de déplacement, (d) accéléromètre, (e) capteur d'effort et (f) caméra ultra-rapide

Les capteurs suivants sont également installés mais ils ne sont pas connectés à la centrale d'acquisition et donc non synchronisés avec les précédents.

- *Caméra ultra-rapide* (figure III.13-f) : elle filme l'impact du bloc sur la dalle à une vitesse de 1000 images par seconde. Son champ de prise de vue est de 2 m par 2 m pour une résolution de 256 par 240 pixels. Elle repose sur un échafaudage métallique afin d'être légèrement au-dessus de la dalle.
- *Capteurs de mesure des déplacements maximaux* (figure III.14) : lors de la première campagne d'essai, le niveau d'endommagement de la dalle était difficilement prévisible. Sous la dalle, seul des capteurs peu onéreux ont donc été installés afin de limiter les coûts en cas de destruction. Il était néanmoins nécessaire de connaître les déplacements de la dalle lors du choc et un capteur a donc été imaginé [MOU, 03]. Les déplacements maximaux sont mesurés à l'aide d'un système composé d'une tige en acier fixée en sous-face de dalle qui, sous l'effet de la déformation de la dalle, pénètre dans un pot rempli de grès, positionné en dessous. Une empreinte est ainsi laissée dans le grès, qu'il est aisé de venir ensuite mesurer en laboratoire. Le pot est également recouvert d'un film plastique afin de conserver le grès humide et d'éviter son retrait. Ce système permet de mesurer des déplacements allant jusqu'à 50 mm avec une précision de l'ordre de 0,5 mm.



### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

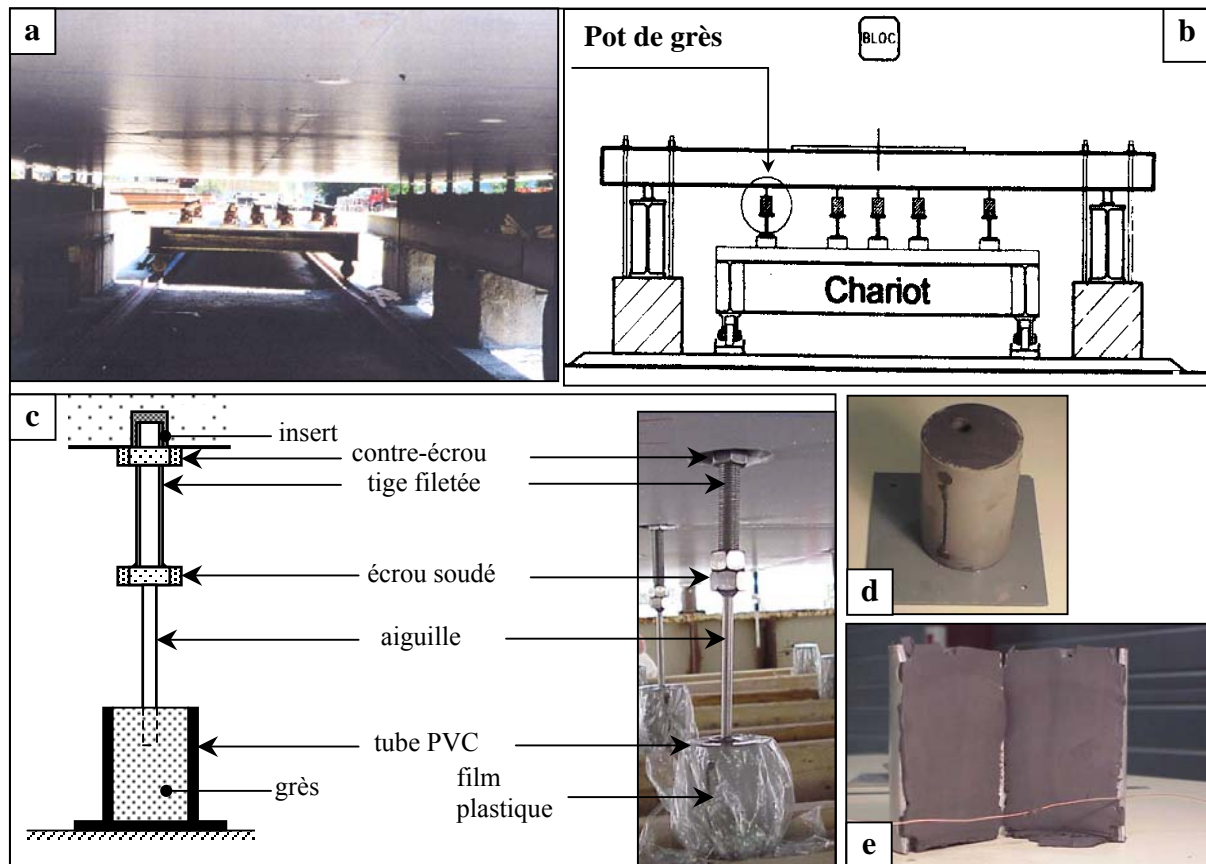


figure III.14 : (a) photo et (b) vue en coupe du chariot de mesure, (c) capteur de mesure des déplacements verticaux maximaux, (d) empreinte après un essai d'impact, (e) pot ouvert

Les capteurs mis en place pour chaque essai sont représentés sur la figure III.15 et leurs positions exactes sont données dans l'annexe A3. Des problèmes apparus sur certains capteurs ont nécessité des modifications au cours des tests :

- lors de la première campagne, les jauges de déformation sur béton n'ont pas fonctionné correctement puisqu'elles se sont décollées lors du choc. Pour les essais suivants, elles n'ont donc pas été remises en place. De plus les signaux des jauges étaient fortement bruités à cause d'un blindage des fils de mauvaise qualité. Les câbles de connexion ont été changés pour les essais suivants ;
- lors de la réparation de la dalle, la mise à nu d'une zone du ferrailage a permis de coller des jauges de déformations sur les armatures supérieures et sur les épingles pour les campagnes II et III ;
- lors des deux essais T4 et T5 un des capteurs d'effort était défectueux et n'a pas fonctionné en dynamique, bien qu'il ait fonctionné en statique ;
- pour le test T6, un problème a été rencontré sur les capteurs de déplacements LVDT qui ont interféré entre eux. Aucune valeur du déplacement vertical de la dalle n'est donc disponible pour cet essai car le capteur de mesure des déplacements maximaux placé au niveau du point d'impact a été détruit lors du choc ;
- les données recueillies par les accéléromètres fixés sous la dalle sont difficilement exploitables car plusieurs d'entre eux ont saturé lors du choc ou se sont décollés.

### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

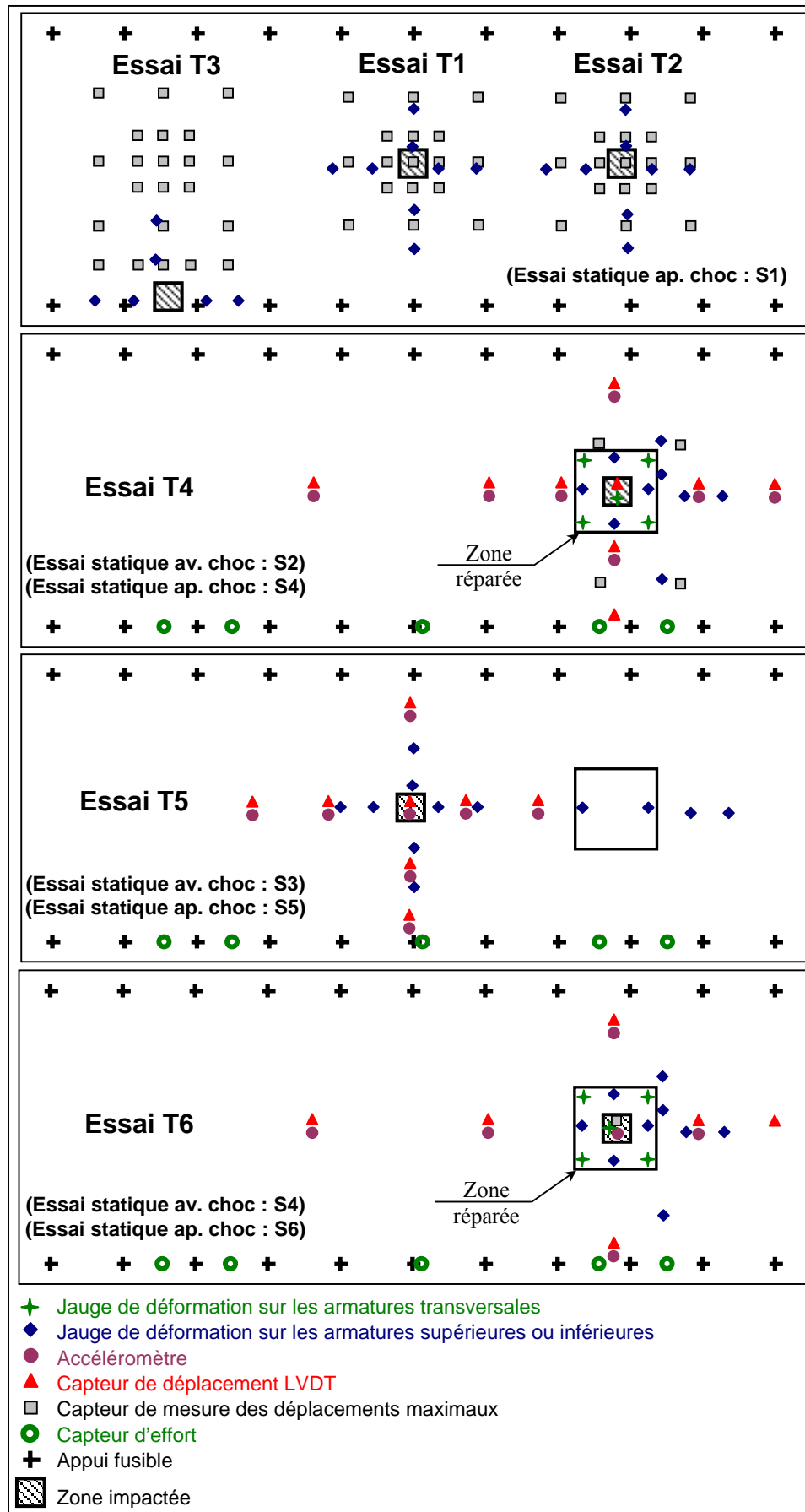


figure III.15 : instrumentation pour les essais T1 à T6

### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

#### III.2.3.2 Essais statiques

L'effort appliqué à la dalle est mesuré par un capteur d'effort identique à ceux utilisés pour les essais dynamiques. Les déplacements verticaux de la dalle sont mesurés grâce à des comparateurs à affichage digital (tableau III.4). Ils sont fixés par l'intermédiaire de pieds métalliques aimantés à un profilé reposant sur le sol et donc indépendant de la dalle (figure III.16). La centrale d'acquisition est la même que pour les essais dynamiques mais avec une fréquence d'acquisition de 1 Hz.



figure III.16 : dispositif de fixation des capteurs de déplacement pour un essai statique

#### III.2.3.3 Caractéristiques des capteurs

Capteur	Type	Caractéristique	Nbre / essai
Jauges de déformation acier	Jauge à fil simple	Résistance : 120 $\Omega$ Linéarité : 0,8 % Montage : $\frac{1}{4}$ de pont 3 fils	12 à 16
Jauges de déformation béton	Jauge à fil simple longue	Résistance : 120 $\Omega$ Linéarité : 0,8 % Montage : $\frac{1}{4}$ de pont 3 fils	0 à 6
Capteurs de déplacement	LVDT	Course : $\pm 50$ mm Linéarité : $\pm 0,5$ %	8 ou 9
Accéléromètres 50 g	Piézoélectrique	Plage de mesure : $\pm 50$ g Linéarité : $\pm 1$ %	5
Accéléromètres 500 g	Piézoélectrique	Plage de mesure : $\pm 500$ g Linéarité : $\pm 1$ %	3
Accéléromètre 5000 g	Piézoélectrique	Plage de mesure : $\pm 5000$ g Linéarité : $\pm 1$ %	1
Capteurs d'effort	Capteur à jauges d'extensométrie	Capacité : 1000 kN Linéarité : $\pm 0,022$ %	0 ou 5
Capteurs de mesure des déplacements maximaux	Mécanique	Course : 50 mm Précision : $\pm 0,5$ mm	1 à 15
Caméra ultra-rapide	Caméra numérique	Vitesse : 1000 images.s <sup>-1</sup> Résolution : 256 x 240 pixels	1
Capteurs de déplacement (essais statiques)	Comparateur mécanique	Course : 25 mm Précision : $\pm 0,02$ mm	7 ou 8

tableau III.4 : caractéristiques des capteurs utilisés pour les essais dynamiques et statiques

### III.3 ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Les différentes expérimentations effectuées avaient pour but premier de valider le nouveau concept de dalles pare-blocs structurellement dissipantes. Ce chapitre s'attachera donc à quantifier l'endommagement de la structure et à analyser son fonctionnement lors du choc. L'instrumentation mise en place lors de la première campagne d'essais étant assez sommaire, seule une analyse qualitative de la fissuration du béton et des déformations et déplacements maximaux sera effectuée. En revanche, pour les deux autres campagnes, l'instrumentation étant plus complète, une analyse détaillée du fonctionnement de la dalle sera entreprise.

#### III.3.1 Impact en travée sur dalle saine

##### III.3.1.1 Test T1 : impact « courant » à 67 kJ

Le déplacement maximal obtenu au niveau du point d'impact est de 14,5 mm ce qui représente  $1/275^{\circ}$  de la portée. Les déformations maximales dans les armatures inférieures, engendrées par la mise en flexion de la dalle, sont de  $1200 \mu\text{m.m}^{-1}$  (figure III.18-a). La limite élastique des armatures en statique est de  $2500 \mu\text{m.m}^{-1}$  et la vitesse de déformation étant de l'ordre  $0,5 \text{ s}^{-1}$ , d'après la bibliographie, la limite élastique en dynamique est de  $3500 \mu\text{m.m}^{-1}$  (tableau III.5). Les armatures n'ont donc subi aucune déformation plastique. Cependant les jauges montrent des déformations résiduelles de l'ordre de  $310 \mu\text{m.m}^{-1}$ . Ces déformations sont dues à la non re-fermeture des fissures et micro-fissures dans la partie de béton tendu (figure III.17). Les observations visuelles en sous-face de dalle indiquent une légère fissuration du béton ne mettant pas en péril la durabilité de la structure vis-à-vis du risque de corrosion des armatures.

	Chargement	Béton		Acier	
		$f_{bc}$ (MPa)	$f_{bt}$ (MPa)	$\sigma_{se}$ (MPa)	$\varepsilon_{se}$ ( $\mu\text{m.m}^{-1}$ )
Partie courante	Statique	30	2,9 <sup>(1)</sup>	500	2500
	Dynamique	40,5	5,8	700	3500
Zone réparée	Statique	35,7	2,9	500	2500
	Dynamique	48,2	5,8	700	3500

<sup>(1)</sup>  $f_{bt} = 0,30 f_{bc}^{2/3}$  [EC2, 03]

tableau III.5 : caractéristiques dynamiques du béton et des armatures

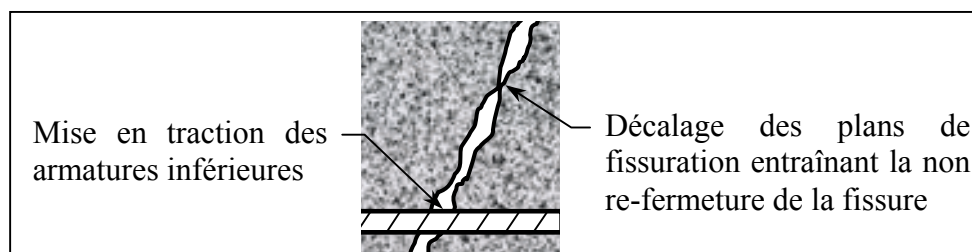


figure III.17 : déformations permanentes dues à la non re-fermeture des fissures

L'impact « courant » à 67 kJ sur la structure n'ayant pas engendré de plastification des armatures et seulement une faible fissuration du béton en sous-face de dalle, aucune intervention de réparation n'est nécessaire. La dalle, après avoir subi un impact « courant », est donc toujours fonctionnelle et peut encore supporter des impacts « courants » ou « exceptionnels ».

#### III.3.1.2 Test T2 : impact « exceptionnel » à 135 kJ

Les pots de grès révèlent un déplacement maximal au niveau du point d'impact de 22,5 mm représentant  $1/178^e$  de la portée et une augmentation de 55 % par rapport au choc « courant ». Les déformations maximales des armatures inférieures, dans le sens transversal, sont de  $1980 \mu\text{m.m}^{-1}$  (figure III.18) donc inférieures à leur limite élastique à ces vitesses de chargement. Des déformations résiduelles de  $500 \mu\text{m.m}^{-1}$  sont enregistrées pour les mêmes raisons que précédemment.

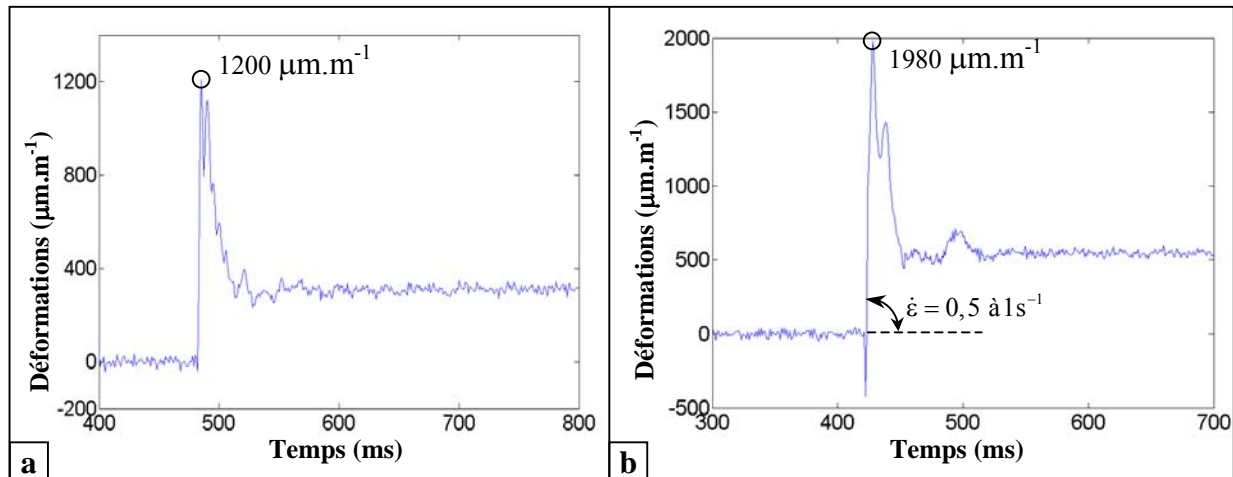


figure III.18 : déformations maximales d'une armature inférieure (dans le sens transversal) au niveau de la zone d'impact (a) pour le test T1 et (b) pour le test T2

L'analyse par ultrasons (figure III.19), effectuée après la première campagne d'essais, montre que la célérité dans une zone de béton saine est de  $4250 \text{ m.s}^{-1}$ . Pour la zone endommagée par le choc «exceptionnel », elle diminue jusqu'à  $2680 \text{ m.s}^{-1}$  contre seulement  $3710 \text{ m.s}^{-1}$  dans la zone impactée par le choc « courant ». De plus la surface fissurée est plus étendue lors du choc « exceptionnel » que lors du choc « courant ».

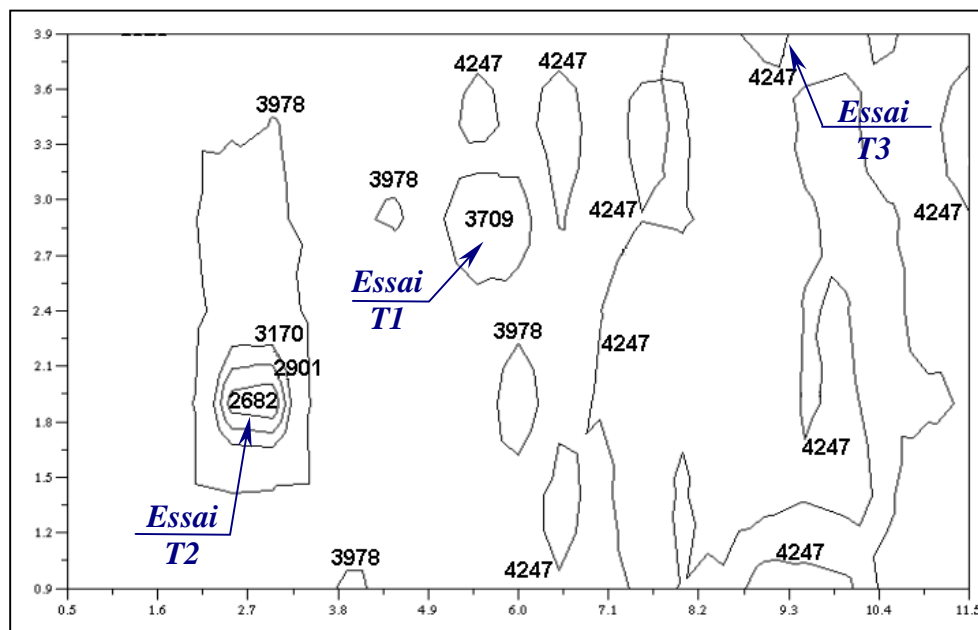


figure III.19 : résultats de l'analyse par ultrasons après la campagne d'essais I (vitesse en  $\text{m.s}^{-1}$ )

### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

Par conséquent, l'endommagement de la dalle dans la zone impactée lors du test T2 nécessite un remplacement du béton fissuré sur une zone de 1,30 m x 1,30 m, mais pas le changement des armatures de flexion puisqu'elles n'ont pas été plastifiées. La mise à nu du ferrailage par hydrodémolition laisse apparaître cinq brins de cadres rompus (figure III.20). Cette rupture est due à une mise en traction causée par le poinçonnement de la dalle qui tend à éjecter un cône de béton. L'ensemble des cadres de 8 mm de diamètre, dans la zone nettoyée, ont donc été remplacés par des épingles d'un diamètre de 10 mm.

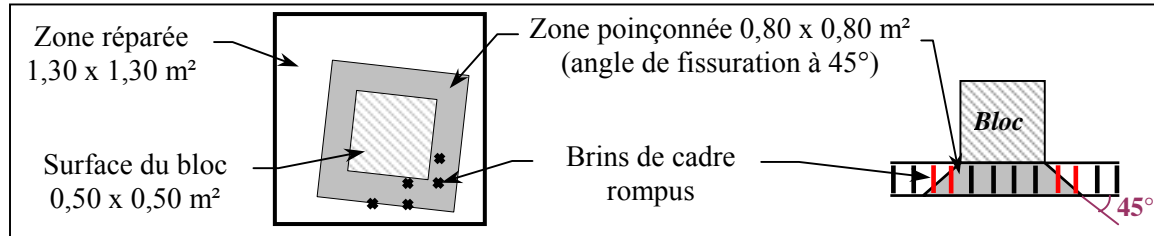


figure III.20 : position des cadres rompus après l'essai T2

#### III.3.2 Impact en travée sur dalle endommagée ou réparée

##### III.3.2.1 Test T5 : impact « exceptionnel » sur une zone endommagée

La figure III.22 met en parallèle trois jauges de déformations placées sur des armatures inférieures et le capteur de déplacement sous le point d'impact (LVDT I). Le pic de déformation de la jauge située le plus près de l'impact (J11) ne se produit pas lorsque la flexion de la dalle est maximale mais juste après le choc. En effet, les déformations, lors du déplacement maximal de la dalle, obtenues 10 ms après l'impact, sont de  $1510 \mu\text{m.m}^{-1}$  alors que 1 ms après le contact elles avaient atteint  $1990 \mu\text{m.m}^{-1}$ . Ce constat traduit une mise en flexion progressive de la dalle entraînant une flexion locale avant sa flexion globale. Ce phénomène engendre une inversion du moment fléchissant, comme décrit dans le CEB-fib dans le cas d'une poutre (figure III.21), ce qui explique les déformations de compression enregistrées, juste après le choc, sur les jauges plus éloignées du point d'impact (J13 et J17). La flexion locale de la dalle, se produisant durant quelques millisecondes après l'impact, semble donc solliciter plus fortement en traction les armatures inférieures que lorsque la dalle atteint son déplacement maximal.

Les déformations maximales enregistrées dans les armatures inférieures sont donc de l'ordre de  $1980 \mu\text{m.m}^{-1}$  à quoi il convient d'ajouter les déformations résiduelles ( $310 \mu\text{m.m}^{-1}$ ) dues au test T1. Au total l'armature la plus sollicitée s'est donc déformée de  $2290 \mu\text{m.m}^{-1}$  ce qui reste inférieur à sa limite élastique en dynamique ( $3500 \mu\text{m.m}^{-1}$ ).

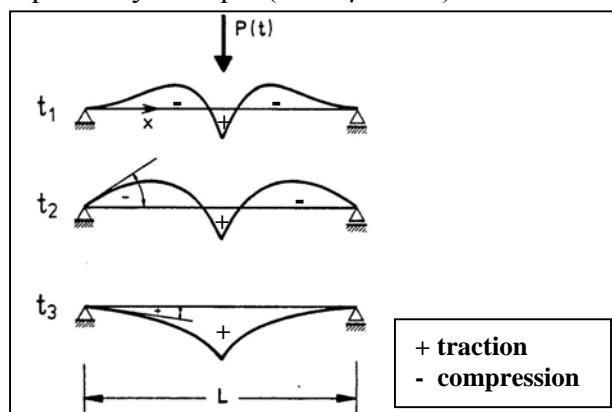


figure III.21 : distribution des moments fléchissant le long d'une poutre lors d'un impact [CEB, 88]



### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

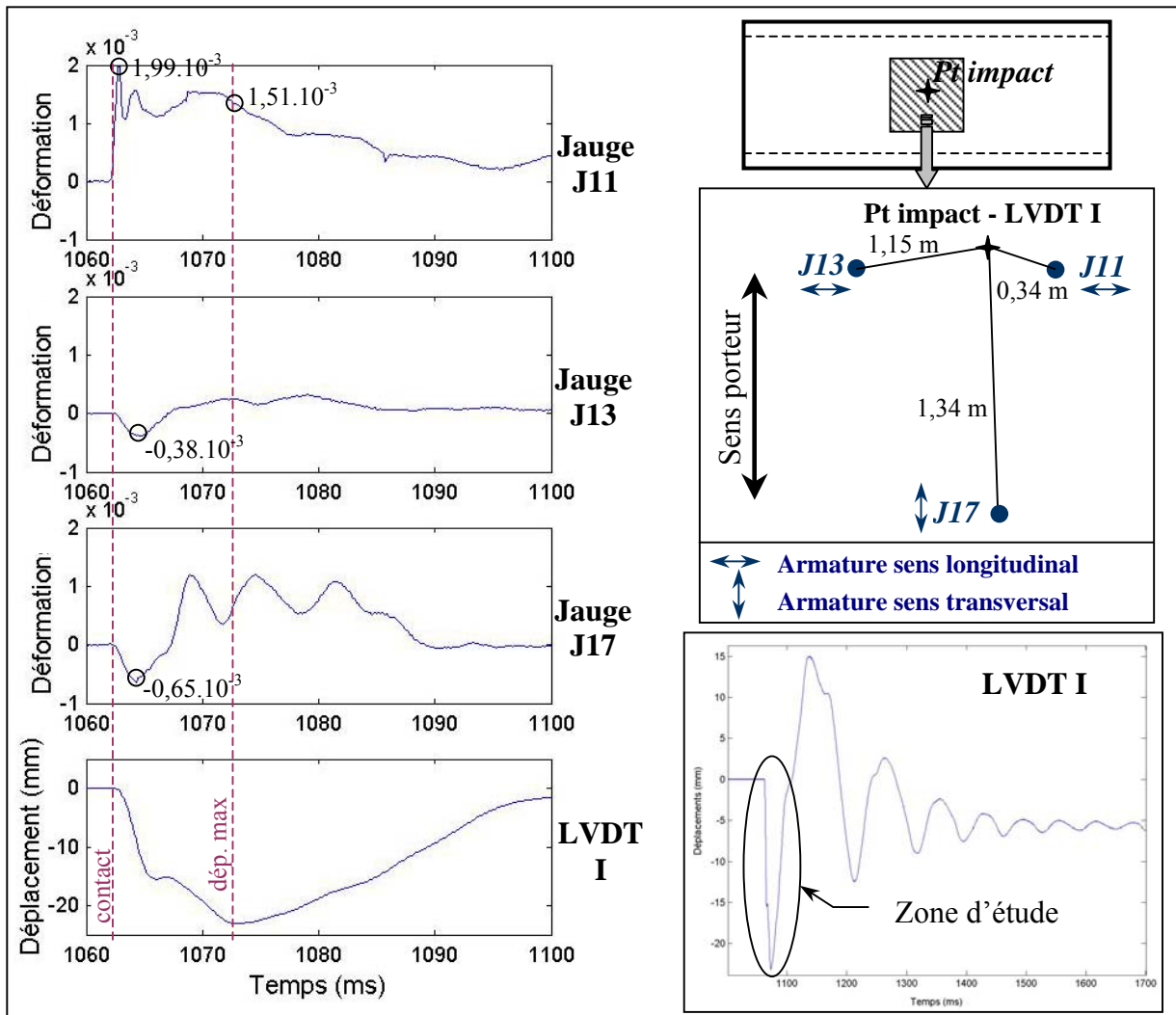


figure III.22 : signaux des jauges de déformation et du capteur LVDT I sous le point d'impact – Test T5

La figure III.23 représente les signaux des capteurs de déplacements placés sous la dalle sur une ligne transversale (dans le sens de la portée) passant par le point d'impact (LVDT I). La mise en mouvement progressive de la dalle se traduit par un décalage du démarrage des déplacements d'environ 1 ms entre le capteur I et le capteur E, situé à 1,80 m du point d'impact, corroborant l'analyse effectuée sur les jauges de déformation. La figure III.24-a, donnant l'évolution de la déformée transversale de la dalle, est interpolée à partir des 4 capteurs de déplacements C, I, D et E et en considérant les déplacements comme nuls sur appuis. Elle montre que la dalle met environ 4 ms avant d'atteindre une déformée transversale ayant la même allure que la déformée statique obtenue expérimentalement.

La figure III.24-b et la figure III.25 permettent également de mettre en évidence la mise en flexion progressive de la dalle par des décalages dans l'apparition des déplacements et des extremums. Les deux capteurs les plus éloignés du point d'impact étant seulement à environ 2 m, il est difficile de déterminer le mode d'oscillation de la dalle. Cependant, après environ une pseudo-période, l'ensemble des capteurs sont en phase ce qui tend à prouver que la dalle oscille suivant le premier mode. A noter également que la remontée maximale de la dalle ne se situe pas au niveau du point d'impact mais plus d'un mètre à côté dans le sens longitudinal (capteur G) et près des appuis dans le sens transversal (capteurs C et E). La forte fissuration du béton dans la zone impactée, entraînant la perte d'une partie des capacités élastiques, peut être une explication.

### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

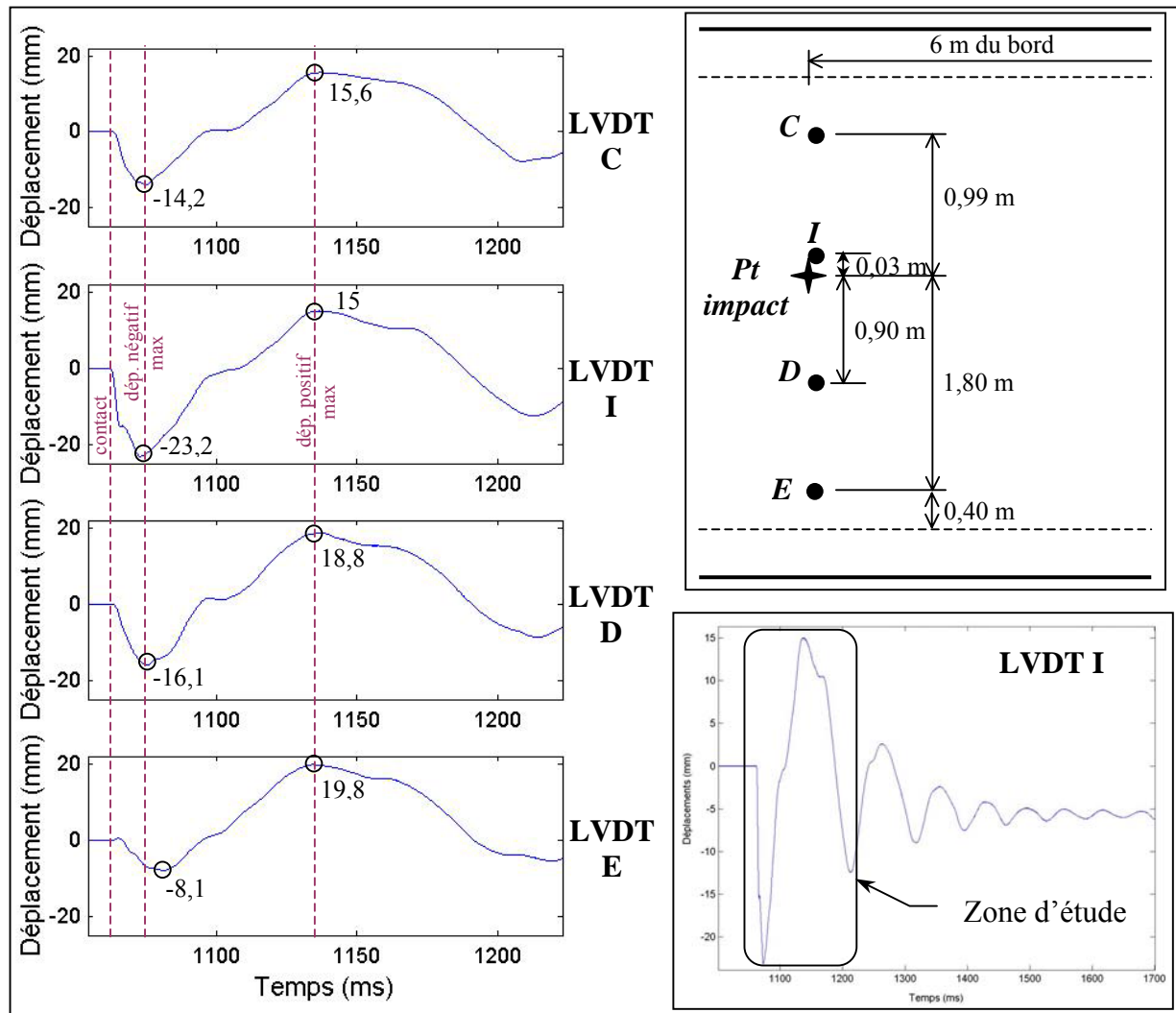


figure III.23 : capteurs de déplacement positionnés dans le sens transversal – Test T5

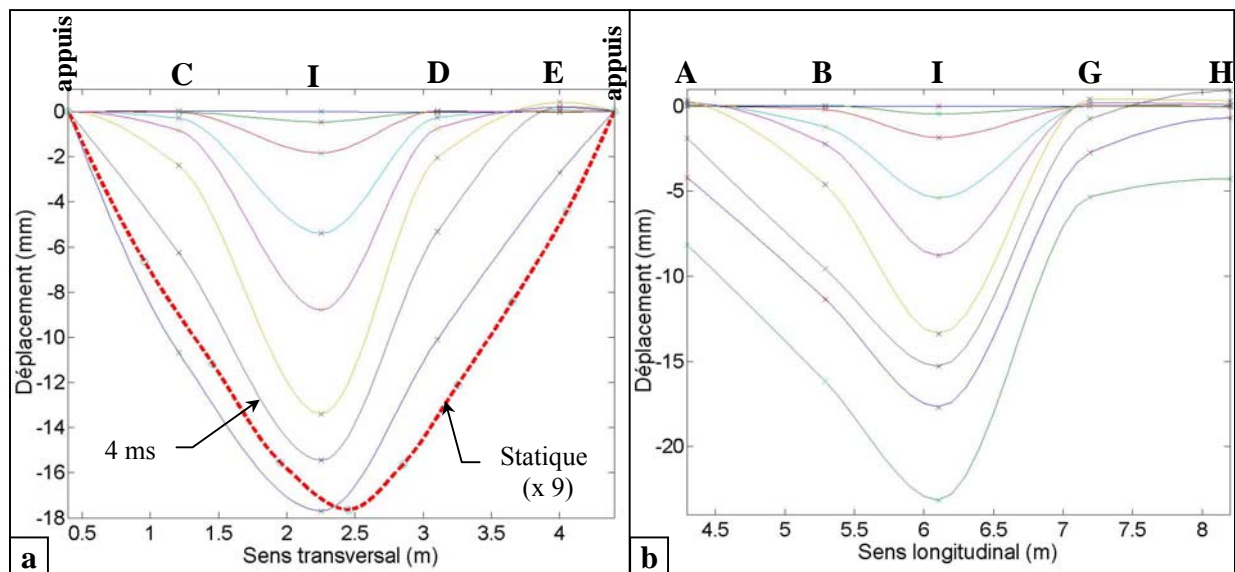


figure III.24 : évolution de la déformée de la dalle (a) dans le sens transversal et (b) dans le sens longitudinal pour des pas de temps après contact de 0,57 ms ; 1 ms ; 1,5 ms ; 2 ms ; 2,7 ms ; 4 ms ; 6,7 ms et 10,7 ms (uniquement pour la figure b - déplacement maximal) – Test T5



### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

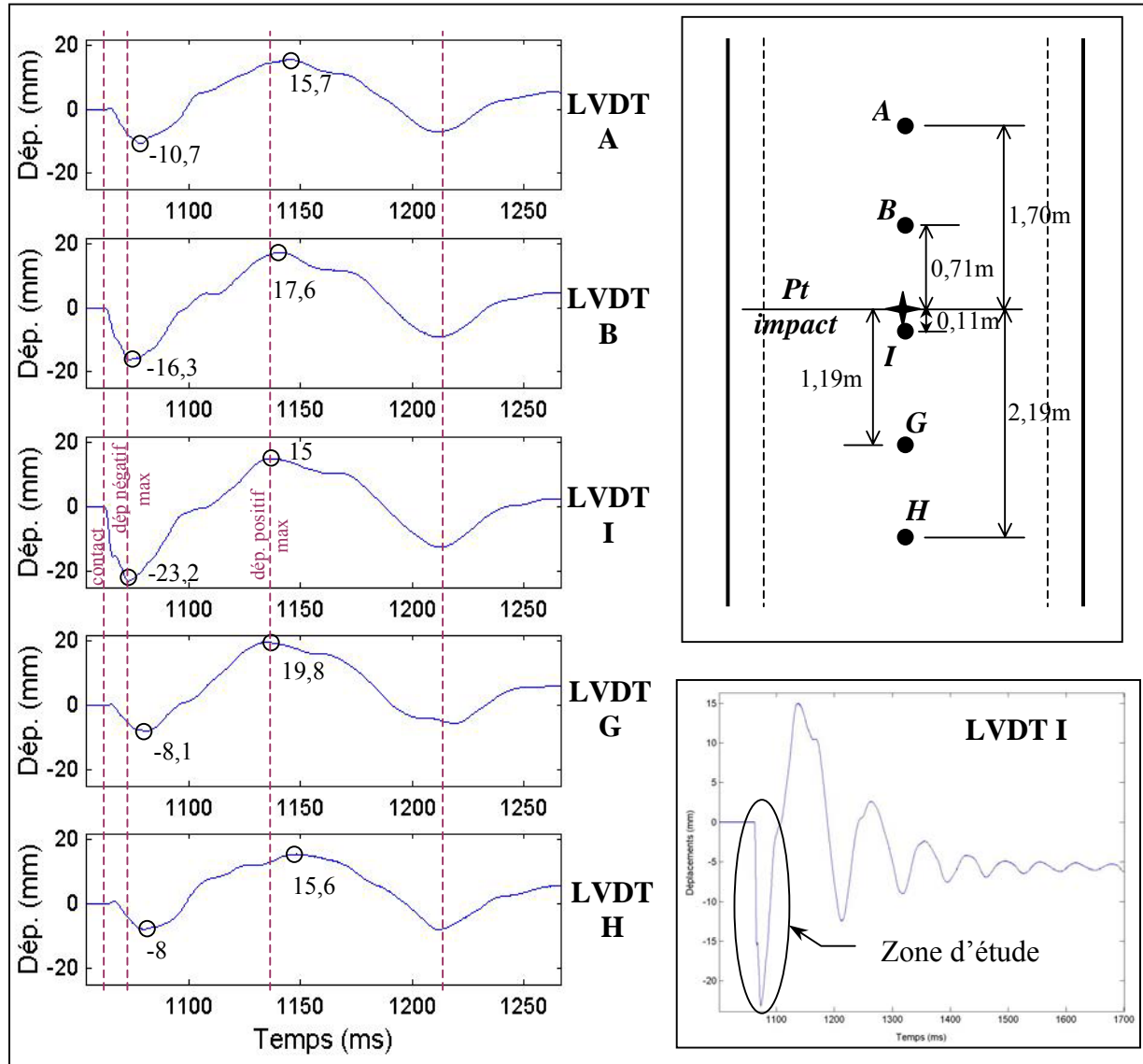


figure III.25 : capteurs de déplacement positionnés dans le sens longitudinal – Test T5

L'analyse du signal du capteur de déplacement I placé au niveau du point d'impact permet de déterminer un pseudo-amortissement «  $\zeta$  » des vibrations (figure III.26-a) à partir de l'équation (III.4).

$$\zeta = \frac{\delta}{2\pi\sqrt{1+\left(\frac{\delta}{2\pi}\right)^2}} \quad (\text{III.4})$$

$$\delta = \ln\left(\frac{u_n}{u_{n+1}}\right) \quad (\text{décrément logarithmique}) \quad (\text{III.5})$$

avec  $\frac{u_n}{u_{n+1}}$  = rapport de l'amplitude de deux sommets successifs

### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

L'amortissement est très élevé (11 %) sur la première période à cause de l'endommagement de la dalle puis redescend à des valeurs plus caractéristiques des structures en béton armé (entre 3 % et 5 %). Une analyse de Fourier (figure III.26-b), sans prendre en compte les trois premières pseudo-périodes, a également permis de déterminer une fréquence fondamentale de la dalle de 16 Hz.

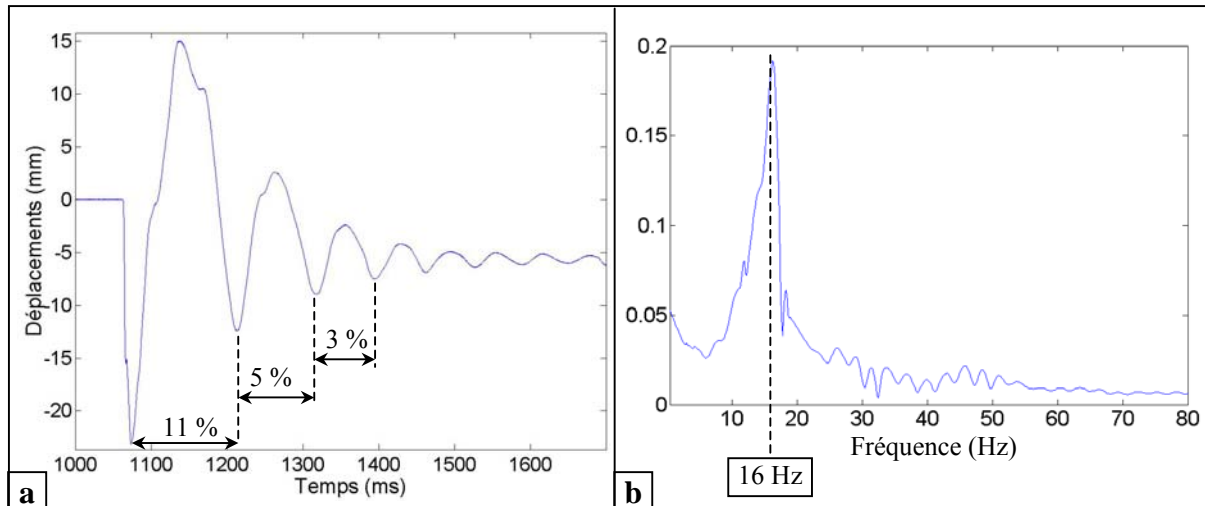


figure III.26 : (a) amortissement et (b) analyse fréquentielle sur le signal du capteur LVDT I – Test T5

En comparaison avec le test T2 (impact « exceptionnel » sur dalle saine), la flèche maximale de 23,2 mm a seulement augmenté de 3 % et les armatures n'ont également pas été plastifiées. La dalle a donc parfaitement résisté à un impact « exceptionnel » bien qu'elle ait déjà subi un premier choc « courant ». La structure n'avait été que légèrement endommagée par le premier chargement et avait préservé la totalité de ses capacités de déformation nécessaires pour absorber le nouveau choc.

#### III.3.2.2 Test T4 : impact « exceptionnel » sur zone réparée

L'analyse des signaux des jauges de déformations sur les armatures inférieures (figure III.27) indique le même phénomène de mise en flexion progressive de la dalle engendrant, au début du choc, des déformations de compression pour les jauges éloignées du point d'impact. Le pic de déformation, dû à la flexion locale de la dalle, est de  $5580 \mu\text{m.m}^{-1}$  alors qu'il n'est que de  $1230 \mu\text{m.m}^{-1}$  lorsque la dalle atteint son déplacement maximal. Lors de cet essai, une des armatures a donc subi des déformations plastiques, puisque sa limite élastique en dynamique de  $3500 \mu\text{m.m}^{-1}$  a été dépassée, s'expliquant par le fait que la jauge était positionnée au niveau du cône poinçonnement engendrant des déformations locales élevées. Le début de la mise en flexion de la dalle semble donc être plus sollicitant, localement, pour les armatures inférieures que lorsque la dalle atteint son déplacement maximal et qu'elle est entièrement fléchie.

A noter également que, dans cet essai, le bloc arrive sur la dalle avec une certaine inclinaison de son axe ; il vient choquer deux fois la dalle pendant sa phase de descente ce qui explique les deux pics de déformation. Ce phénomène sera développé plus en détail dans le chapitre IV.

### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

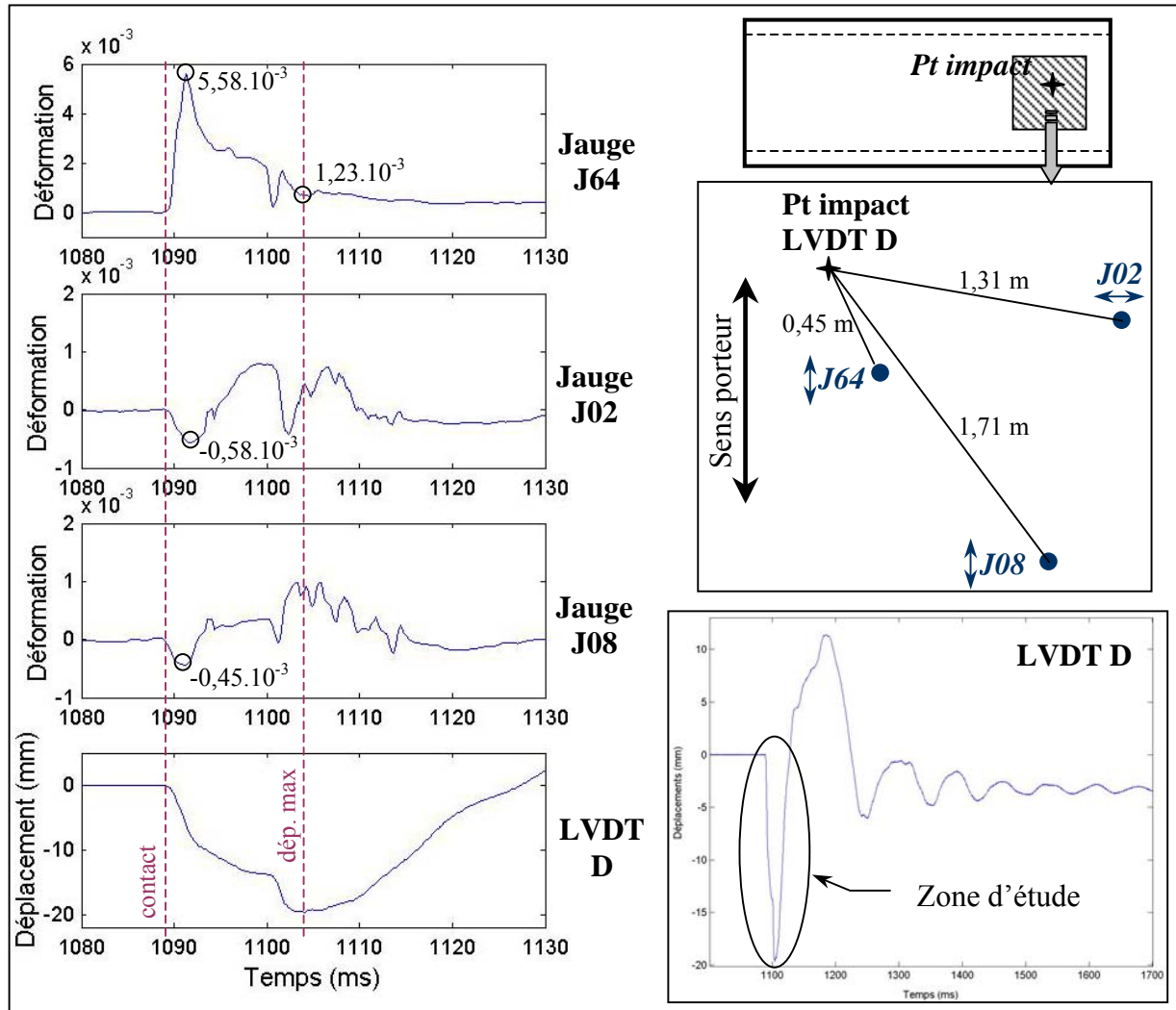


figure III.27 : signaux des jauges de déformation et du capteur LVDT D sous le point d'impact – Test T4

Cette mise en flexion progressive de la dalle est vérifiée avec les données recueillies par les capteurs LVDT positionnés transversalement (figure III.28) indiquant un décalage dans l'apparition des déplacements d'environ 1 ms entre les capteurs D et F distants de 1,31 m. La figure III.29-a, comme pour l'essai T5, montre que l'allure de la déformée transversale se rapproche de la déformée statique expérimentale environ 3,5 ms après l'impact.

Le temps de mise en mouvement complet de la dalle est encore plus élevé lorsque l'impact est excentré (test T4) plutôt que centré (Test T5). En effet, comme le montre la figure III.29-b, le capteur I situé à 4,48 m de l'impact n'a quasiment pas commencé à se déplacer alors que la dalle a atteint sa flexion maximale au niveau du point d'impact (capteur D). La remontée de la dalle pour un choc excentré est maximale au niveau du bord libre (capteur A) et des appuis (capteurs C et F).

### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

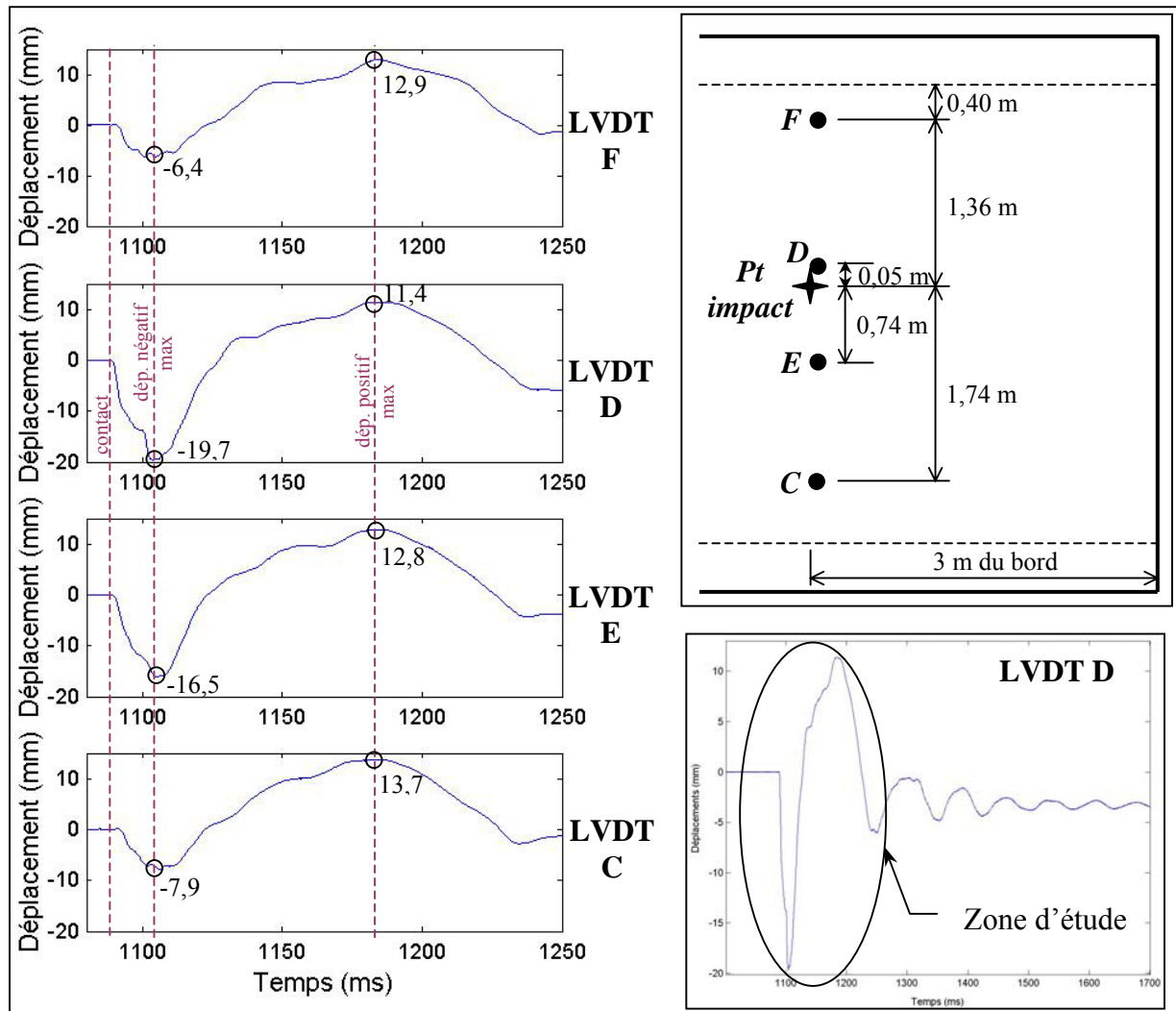


figure III.28 : capteurs de déplacement positionnés dans le sens transversal – Test T4

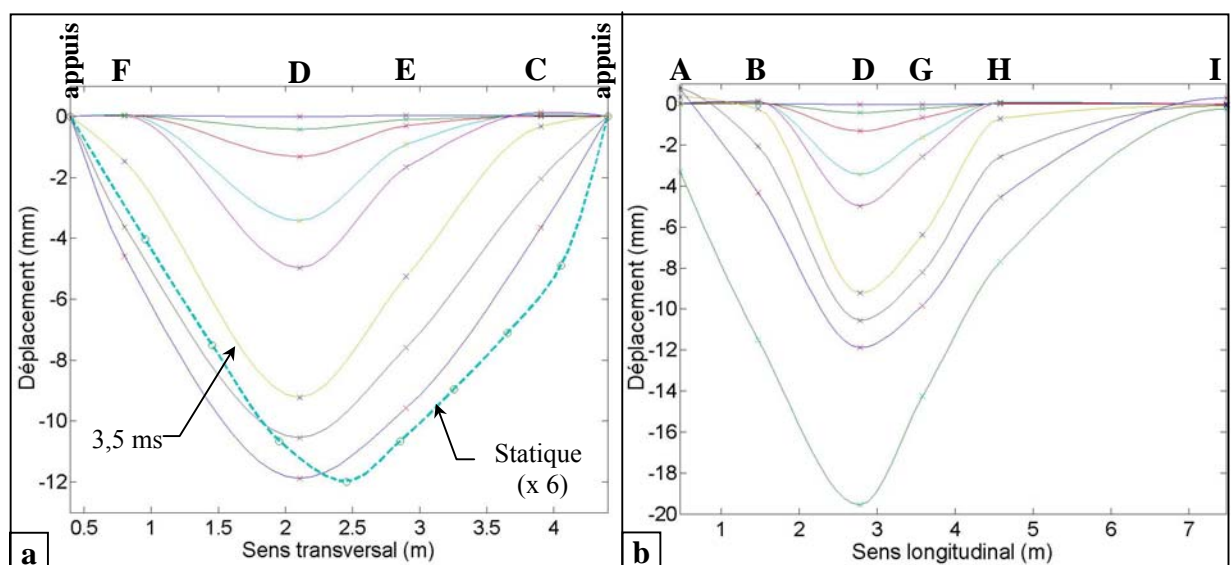


figure III.29 : évolution de la déformée (a) dans le sens transversal et (b) dans le sens longitudinal pour des pas de temps après contact de 0,57 ms ; 1 ms ; 1,5 ms ; 2 ms ; 3,5 ms ; 5 ms ; 6,7 ms et 15,3 ms (uniquement pour la figure b - déplacement maximal) – Test T4

### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

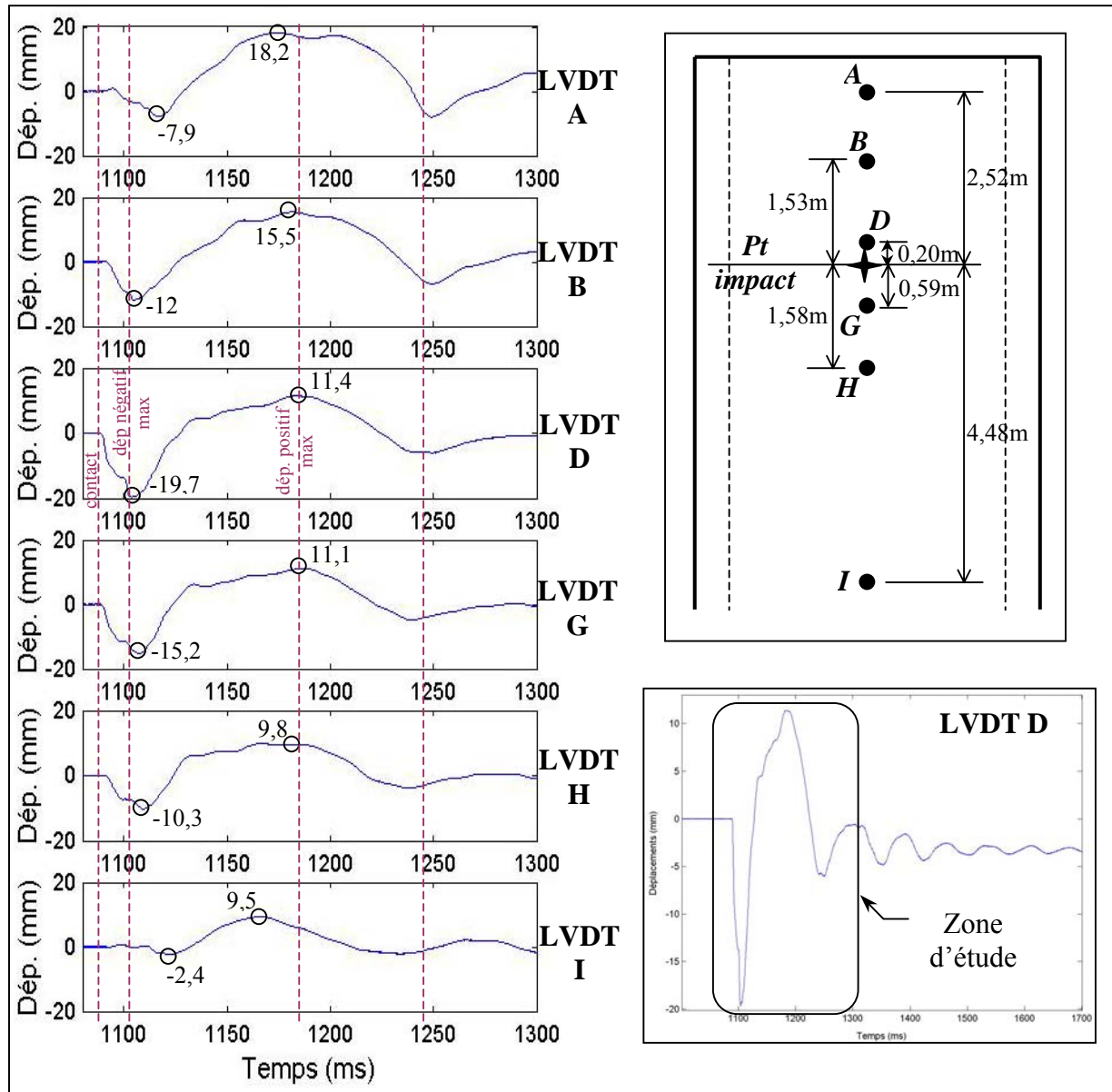


figure III.30 : capteurs de déplacement positionnés dans le sens longitudinal – Test T4

Les jauges de déformation placées sur les épingles montrent une déformation maximale de  $1950 \mu\text{m.m}^{-1}$  inférieure à leur limite élastique. De plus, on s'aperçoit que les armatures d'effort tranchant sont sollicitées uniquement lors de la première phase de descente de la dalle (figure III.31), c'est-à-dire lorsque le bloc est en contact avec la dalle et vient la poinçonner. Le fait d'avoir remplacé les cadres de 8 mm de diamètre par des épingles de 10 mm a donc permis d'empêcher l'apparition d'un phénomène de poinçonnement important. De plus, l'utilisation d'un béton de meilleure qualité (B35 au lieu de B30) contribue à augmenter sa résistance en traction vis-à-vis du poinçonnement. Cette analyse est confirmée par la comparaison des relevés de fissures (figure III.32) qui montre un endommagement plus dense et plus important après le choc « exceptionnel » sur dalle saine (cadres en HA 8) que pour le choc « exceptionnel » sur dalle réparée (épingles en HA10).

### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

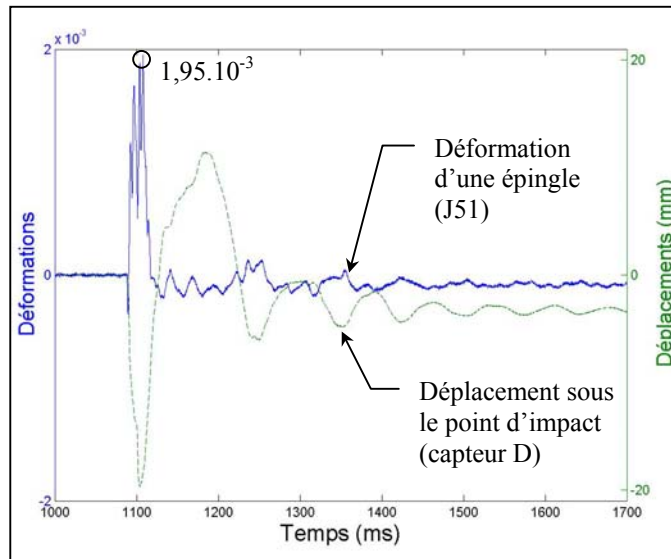


figure III.31 : déplacement de la dalle au point d'impact et déformation d'une épingle pour le test T4

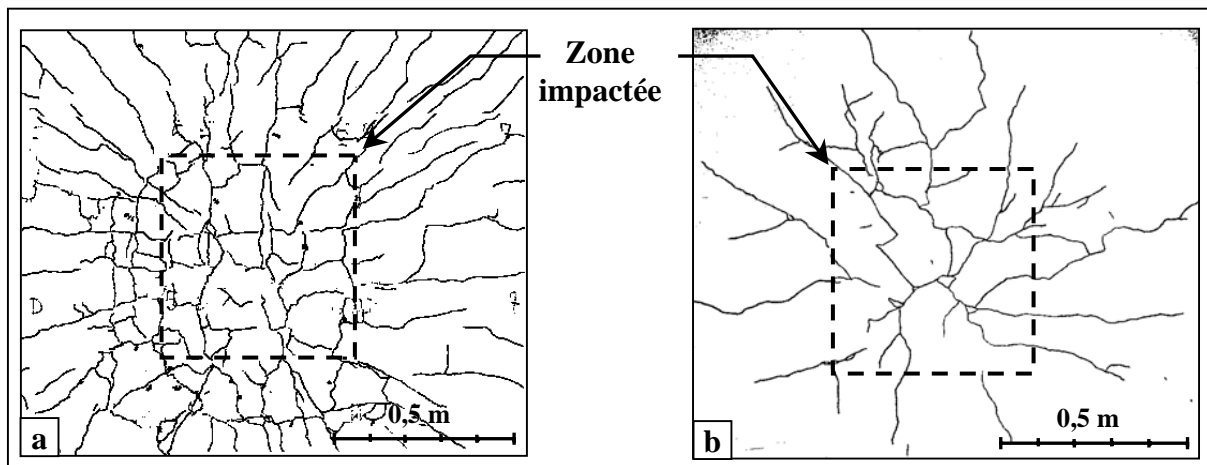


figure III.32 : cartographie des fissures en sous-face de dalle au niveau de la zone d'impact (a) après le test T2 et (b) après le test T4

En comparaison avec le test T2, avant réparation, la flèche maximale de la dalle au niveau du point d'impact (19,7 mm) est inférieure de 14 % par rapport à l'impact de même énergie sur la dalle saine. Les déformations maximales enregistrées sur les armatures inférieures sont du même ordre de grandeur sauf pour une armature qui a dépassé sa limite élastique. La réparation a donc permis de restaurer les capacités de la dalle puisque son comportement est similaire avant et après réparation et qu'elle a résisté de nouveau à un impact « exceptionnel ».



#### III.3.3 Test T6 : impact « hors dimensionnement » sur une zone endommagée

L'objectif de ce test était d'endommager le plus fortement possible la dalle en effectuant un choc de 294 kJ soit une énergie plus de deux fois supérieure à celle d'un choc « exceptionnel » permettant de dimensionner l'ouvrage.

La déformation maximale enregistrée sur une armature inférieure, par la jauge J64 (armature dans le sens transversal) située à 70 cm du choc (figure III.33-a), n'est que de  $2260 \mu\text{m.m}^{-1}$  à quoi il convient d'ajouter les déformations permanentes ( $510 \mu\text{m.m}^{-1}$ ) dues au test T4. La déformation maximale n'est au total que de  $2770 \mu\text{m.m}^{-1}$  et donc inférieure à la limite élastique en dynamique ( $3500 \mu\text{m.m}^{-1}$ ). Cependant, pour la jauge J62 (armature transversale), située à 40 cm du point d'impact, une perte du signal est observée quelques millisecondes après l'impact laissant penser que l'armature a dû subir une plastification importante. Le phénomène de mise en flexion progressive de la dalle est également observable avec une phase de compression pour l'ensemble des jauges éloignées du point d'impact.

Les observations visuelles faites après la démolition de la zone choquée montrent un fort poinçonnement de la dalle (figure III.34). En effet, le phénomène d'éjection d'un cône de béton a entraîné l'apparition d'une fissure à  $45^\circ$  dans l'épaisseur du béton. Au passage de cette fissure, les armatures inférieures et supérieures sont cisailées (armatures « mises en baïonnette ») et des épingles se sont rompues. Les jauges collées sur les armatures d'effort tranchant (figure III.33-b) indiquent que la rupture se produit au moment où la décélération du bloc est maximale, c'est-à-dire au début du contact. Cet endommagement local du béton est conforté par l'analyse par ultrasons (figure III.35) effectuée après l'essai donnant des vitesses de propagation inférieures à  $3000 \text{ m.s}^{-1}$  (descendant même jusqu'à  $500 \text{ m.s}^{-1}$  au niveau de l'impact) sur une zone d'environ 1,50 m par 1,50 m.

La dalle a donc résisté à un impact de 296 kJ soit plus de deux fois supérieur à un impact « exceptionnel » pour lequel elle a été dimensionnée. Elle a subi un endommagement important tant au niveau du béton que des armatures. Cependant, seule une zone réduite du béton d'enrobage en sous-face de dalle a été éjectée et aurait atteint la route dans le cas d'un ouvrage réel. De plus la dalle peut être réparée puisque son endommagement reste localisé à la zone d'impact.

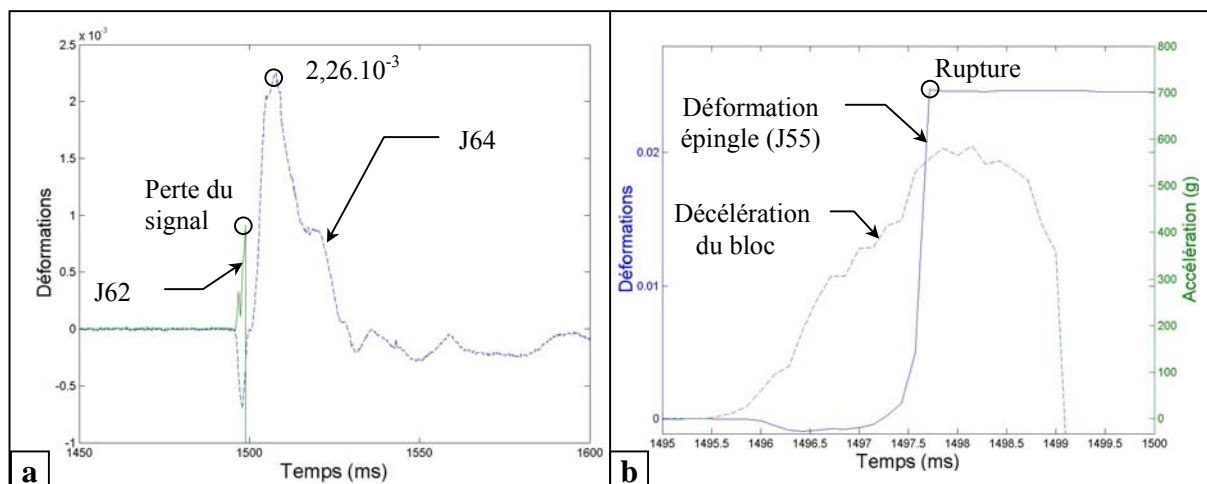


figure III.33 : (a) déformations de deux armatures inférieures et (b) décélération du bloc et déformation d'une épingle proche de la zone d'impact – Test T6

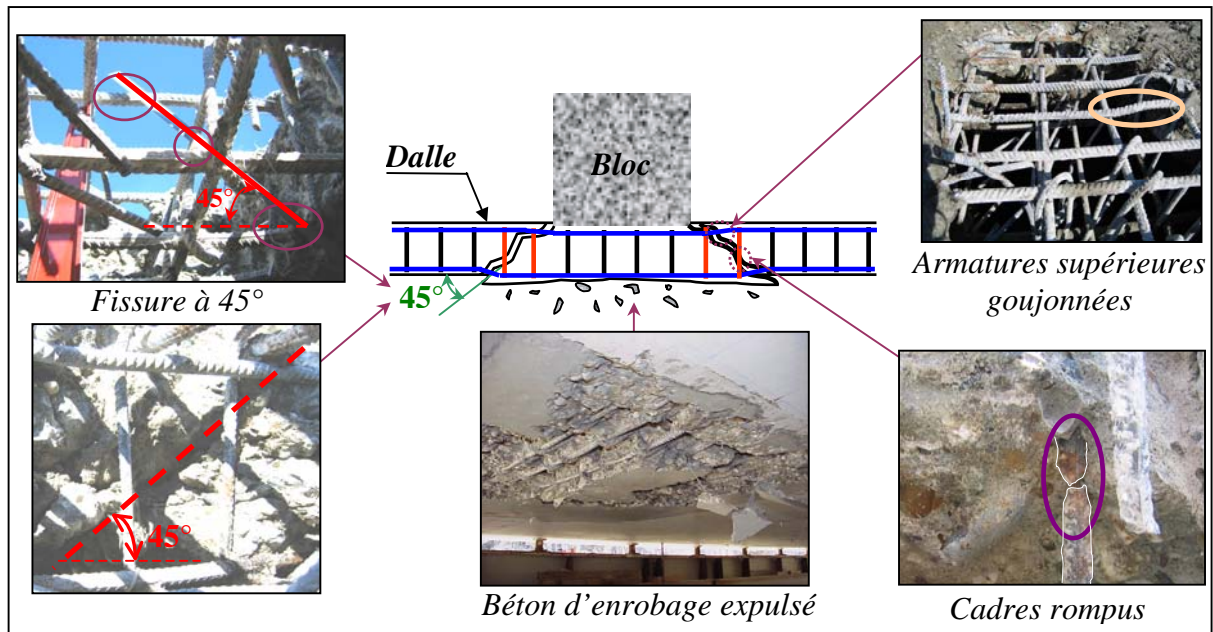


figure III.34 : endommagement de la dalle par poinçonnement après le test T6

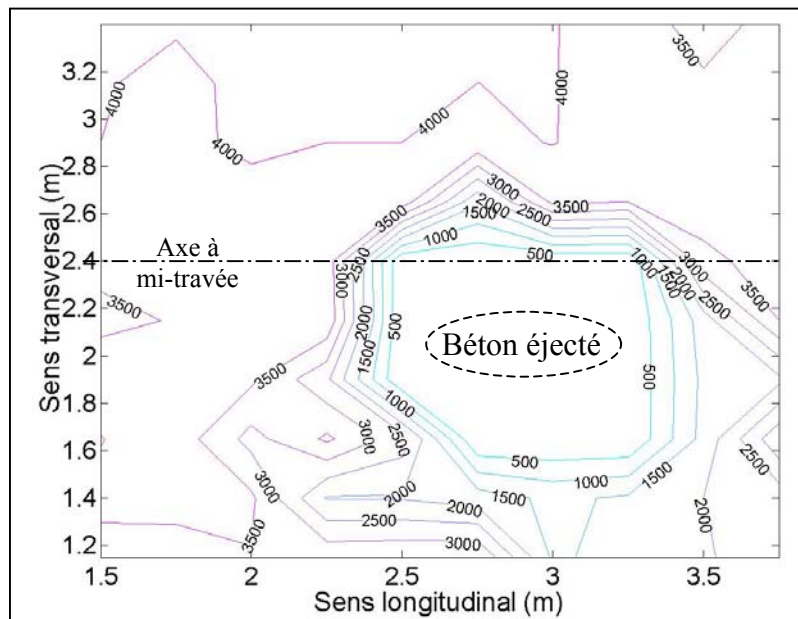


figure III.35 : résultats de l'analyse par ultrasons après le test T6 (vitesse en  $\text{m.s}^{-1}$ )

## III.3.4 Comportement des appuis

### III.3.4.1 Tests T4 et T5 : choc « exceptionnel » en travée

La figure III.36 donne les efforts enregistrés par les capteurs lors de l'essai T4. Le capteur F3 étant défectueux en dynamique, ses efforts ont été interpolés linéairement à partir des capteurs F2 et F4. Les capteurs F1 et F2 montrent que les appuis situés près de l'impact se décollent (effort enregistré nul) pendant les deux premières phases de remontée de la dalle. Ces phases de décollement durent respectivement 81 ms et 40 ms. Les appuis se soulèvent de plusieurs millimètres car les capteurs de déplacement E, pour le test T5 (figure III.23), et F, pour le test T4 (figure III.28), situés à 40 cm des appuis enregistrent une remontée de la dalle respectivement de 19,8 mm et 12,9 mm.



### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

Une diminution des efforts est également visible sur les capteurs F1 et F2, juste après le contact pendant environ 3 ms, prouvant une mise en flexion progressive de la dalle engendrant une décompression des appuis proches de la zone d'impact. La présence de plusieurs pics d'effort durant la phase de flexion de la dalle indique que le bloc vient choquer plusieurs fois la dalle. Ce phénomène sera approfondi dans chapitre IV.

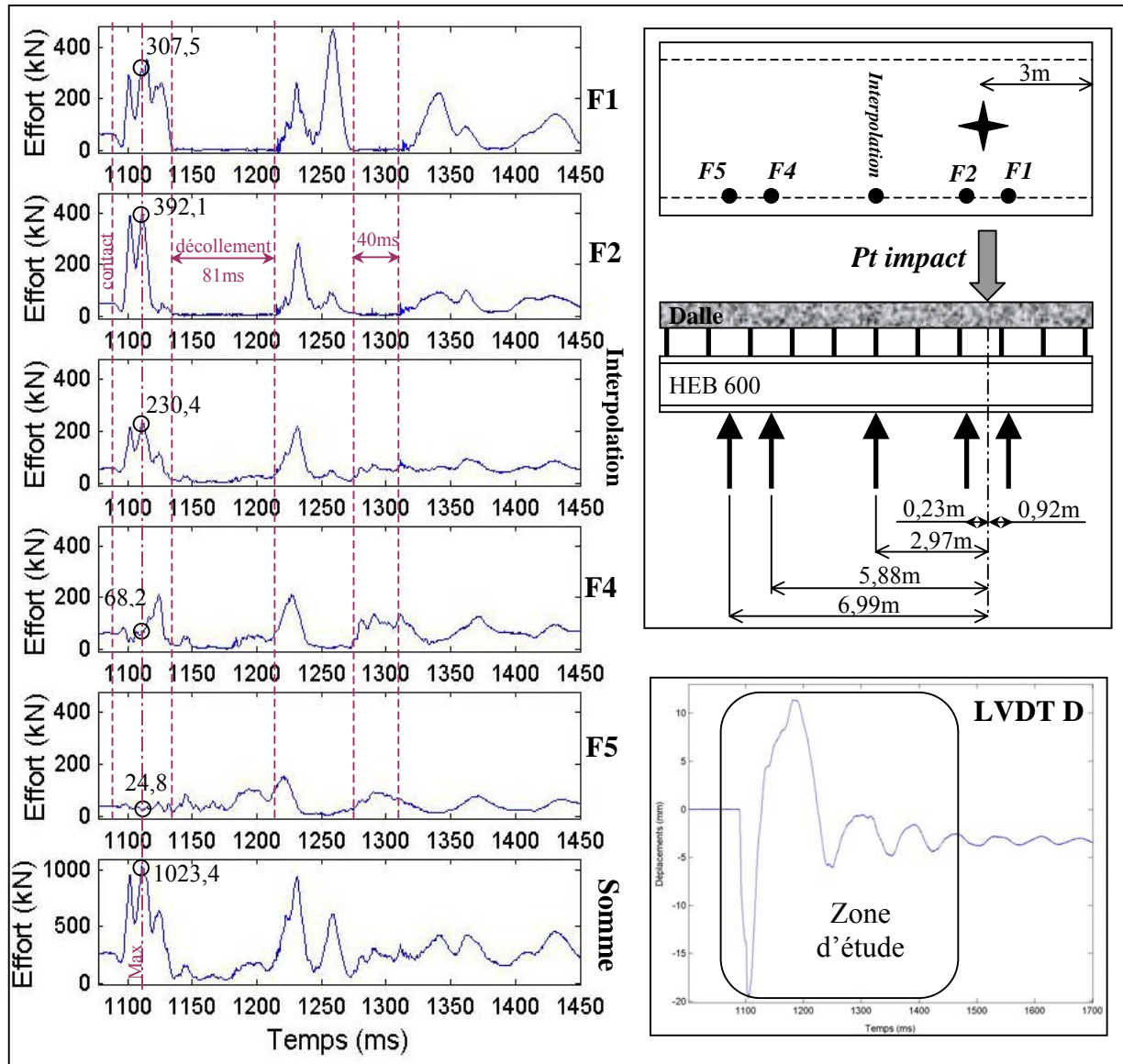


figure III.36 : signaux des capteurs d'effort pour le test T4

Une modélisation statique, avec le logiciel Robot, de l'HEB 600 et des appuis fusibles (figure III.37) a été effectuée afin de calculer les efforts exercés sur les appuis lorsque la somme des réactions des capteurs d'effort était maximale (figure III.36). Les valeurs des efforts sont reportées dans le tableau III.6. Les appuis sont modélisés, à partir de leurs caractéristiques dynamiques données dans le paragraphe III.2.1.3, par un modèle élasto-plastique parfait ne reprenant aucun effort de traction (le soulèvement des appuis est ainsi autorisé). Cette modélisation montre qu'aucun appui n'est plastifié puisque les réactions (tableau III.6) sont toujours inférieures à leur limite moyenne de cloquage en dynamique ( $P_{m,dyn} = 253 \text{ kN}$ ). Cette analyse est vérifiée par les observations visuelles après choc qui n'ont révélé aucune cloque apparente sur les appuis.

### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

En conclusion, lors d'un choc « exceptionnel » en milieu de travée de dalle, aucun appui fusible n'est plastifié : aucune intervention de maintenance sur les supports n'est donc nécessaire.

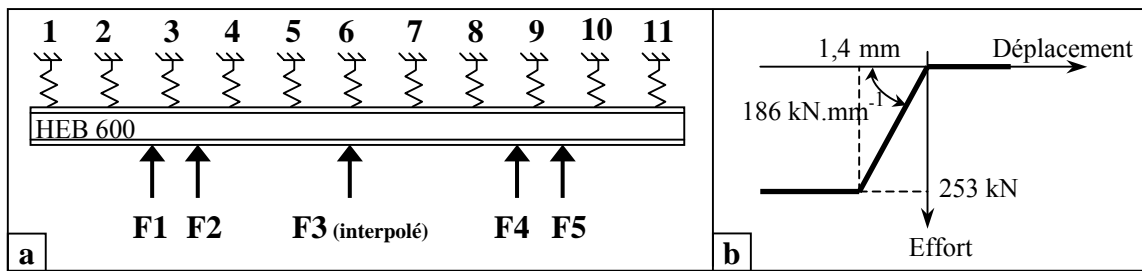


figure III.37 : (a) modélisation de l'HEB et (b) du comportement des appuis sous Robot pour l'essai T4

Capteur	Effort (kN)	Appui	Réaction FZ (kN)
F1	-307,50	1	37,40
F2	-392,10	2	153,31
F3	-230,40 (valeur interpolée)	3	224,35
F4	-68,60	4	206,97
F5	-24,80	5	148,70
<b>Total</b>	<b>- 1023,40</b>	6	107,21
		7	65,19
		8	40,56
		9	27,53
		10	12,48
		11	0,00

tableau III.6 : chargement appliqué et réactions d'appuis pour l'essai T4

#### III.3.4.2 Test T6 : choc « hors dimensionnement » en travée

Des mesures de la hauteur des appuis avant et après choc ont révélé que les 12 appuis situés le plus près de la zone d'impact avaient subi des enfoncements conséquents allant de 6 à 16 mm (figure III.38). L'énergie d'impact, dans ce cas, a donc été absorbée par la mise en flexion de la dalle mais également par le cloquage d'appuis fusibles.

Ce test révèle qu'une marge de sécurité importante existe sur ces structures, pour les chocs en travée dépassant l'énergie d'un impact « exceptionnel », avec la plastification des appuis.

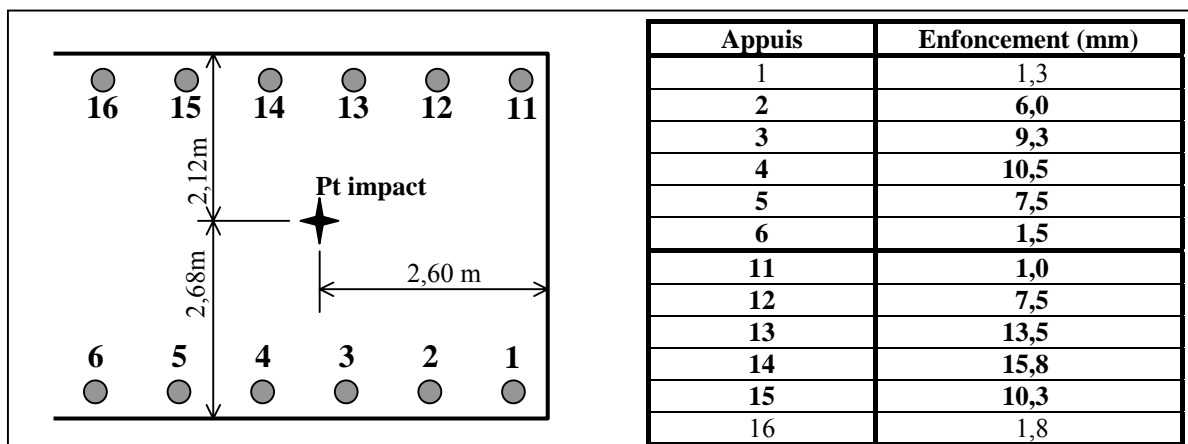


figure III.38 : enfoncement des appuis fusibles après le test T6

#### III.3.4.3 Test T3 : choc « exceptionnel » en rive

L'impact « exceptionnel » en rive révèle que sur une même ligne d'appuis, trois appuis sur onze ont été plastifiés avec apparition d'un cloquage important (figure III.39). L'appui le plus endommagé a subi un enfoncement de 21,5 mm et les deux appuis l'encadrant ont raccourci de 15 mm. Les observations visuelles montrent une légère fissuration du béton en sous-face mais aucun signe de poinçonnement. L'analyse par ultrasons (figure III.19) confirme ces constatations avec une vitesse de propagation du son minimale dans le béton de seulement  $4250 \text{ m.s}^{-1}$  alors qu'elle était descendue à  $2680 \text{ m.s}^{-1}$  lors du choc « exceptionnel » en travée (test T2).

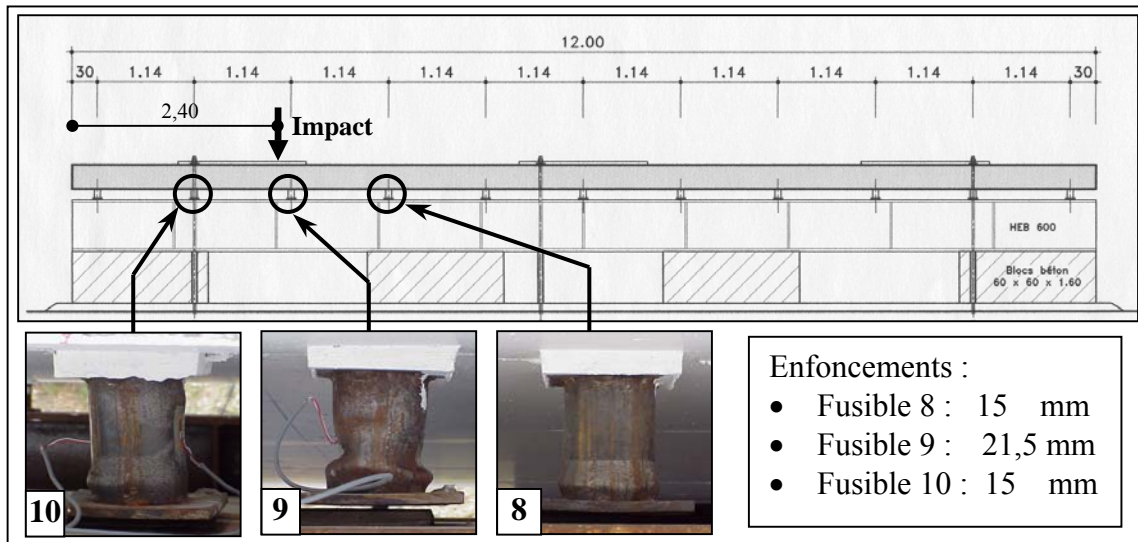


figure III.39 : appuis cloqués après le test T3 en rive

Les appuis ont donc parfaitement joué leur rôle en absorbant l'énergie d'impact et en évitant ainsi un endommagement significatif de la dalle. Les éléments, de type poteau ou chevêtre, supportant les appuis n'auraient donc subi aucun dommage et seule une intervention sur les appuis aurait été nécessaire. La remise en état de la structure passe uniquement par un vérinage de la dalle et un remplacement des appuis cloqués.

#### III.3.5 Essais statiques

Les essais statiques effectués avant et après choc permettent d'obtenir les courbes de chargement de dalle à mi-travée (figure III.40). A partir de ces données l'évolution de la raideur instantanée (pente de la courbe de chargement) de la dalle en fonction de l'effort appliqué peut être obtenue (figure III.41). Pour les chocs excentrés sur la zone réparée, la fissuration du béton apparaît par une perte de raideur au début du chargement. Après réparation (essai S2), la raideur de la dalle était de  $250 \text{ kN.mm}^{-1}$ , elle est de  $150 \text{ kN.mm}^{-1}$  après un impact « exceptionnel » à 138 kJ (essai S4) et descend à  $100 \text{ kN.mm}^{-1}$  après l'essai T6 à 294 kJ (essai S6).

Pour les essais avant et après le choc « exceptionnel », la phase de fissuration du béton tendu dure jusqu'à une charge d'environ 250 kN puis la mise en traction des armatures inférieures entraîne une raideur constante de l'ordre de  $50 \text{ kN.mm}^{-1}$ . Pour l'essai S6, la raideur est constante dès 50 kN, ce qui indique un endommagement important du béton tendu puisque les armatures de flexion sont sollicitées dès le début du chargement.

### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

Une analyse similaire est effectuée pour les chocs au centre de la dalle avec l'obtention de raideurs du même ordre de grandeur. Ces essais statiques ont mis en évidence l'endommagement subi par le béton dans sa zone tendue avec des diminutions de raideur significatives après impact. L'effort maximal pouvant être appliqué lors des essais statiques était de l'ordre de 800 kN et n'a pas permis d'atteindre la plastification des armatures inférieures puisque, après la fissuration du béton, aucun changement de pente n'apparaît (figure III.40).

Les effets de bords, engendrés par l'excentrement des essais S3 et S5 par rapport aux essais S1, S2, S4 et S6, sont quasiment inexistantes puisque les raideurs de la dalle sont équivalentes.

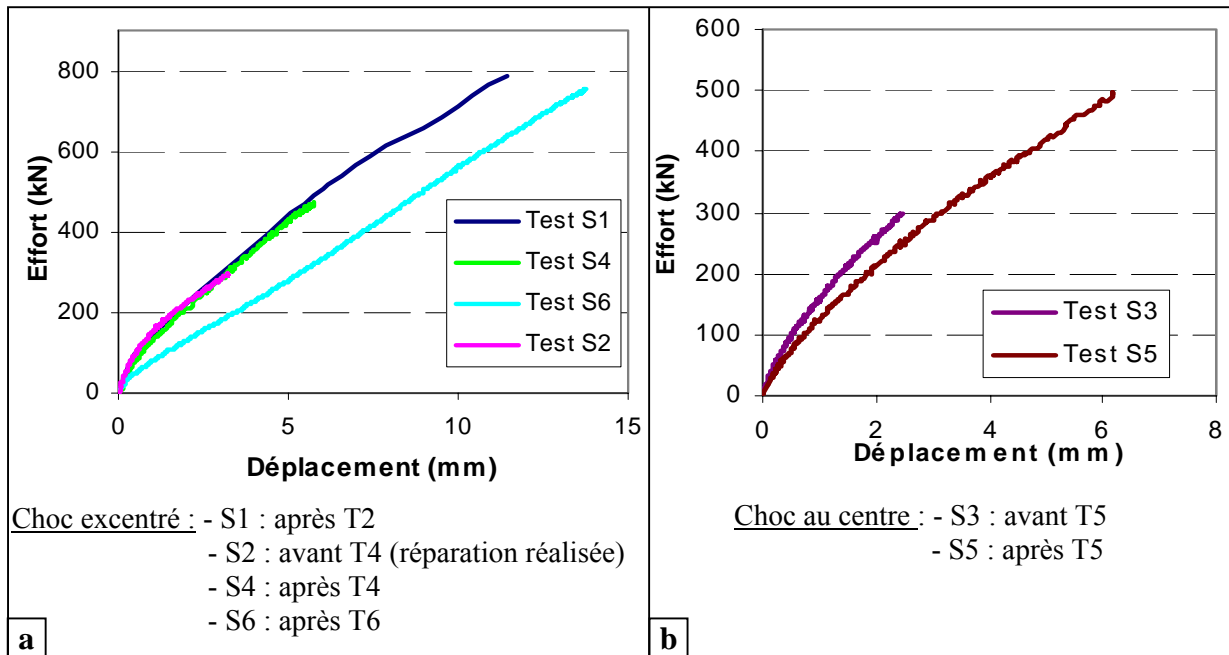


figure III.40 : courbe de chargement de la dalle à mi-travée (a) au centre et (b) excentré - Capteur 4

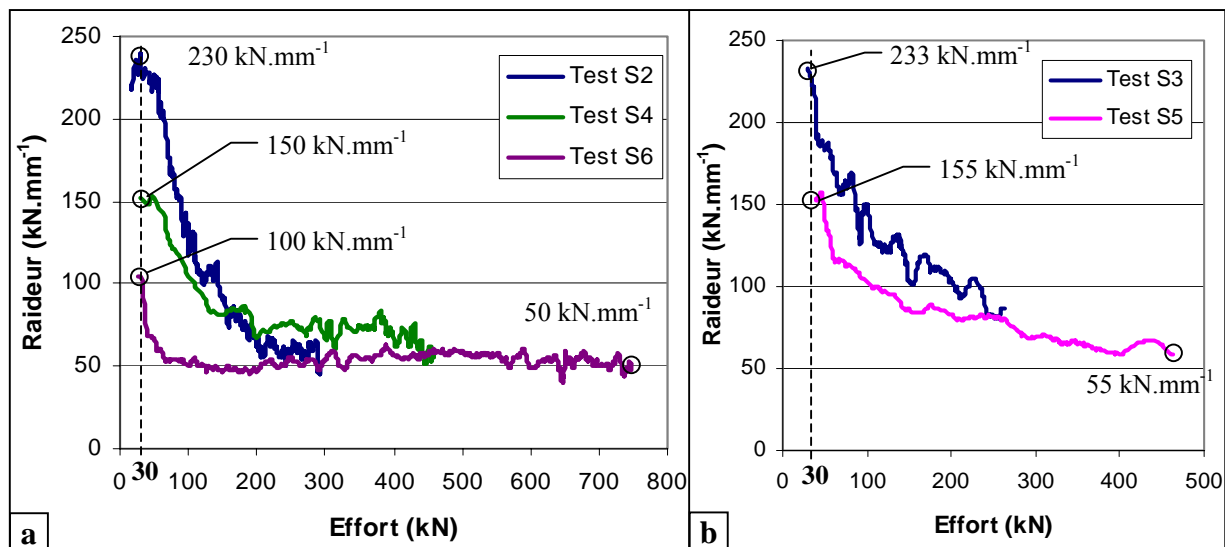


figure III.41 : évolution de la raideur instantanée de la dalle à mi-travée (a) excentré et (b) au centre - Capteur 4

## III.4 SYNTHÈSE

En simulant un cycle de vie complet de l'ouvrage, ces campagnes expérimentales ont permis de valider le principe de fonctionnement des pare-blocs structurellement dissipants :

- Un choc « courant » à 67 kJ n'a entraîné qu'un faible endommagement (tableau III.7) ne nécessitant aucune réparation et la dalle a parfaitement supporté un deuxième impact « exceptionnel » à 135 kJ malgré l'apparition d'un phénomène de poinçonnement ;
- Le comportement de la dalle est globalement resté identique pour un choc « exceptionnel » avant ou après réparation avec même une fissuration moins importante après réparation due à l'augmentation de la section des armatures d'effort tranchant (HA10 au lieu de HA8) et de la résistance du béton (B35 au lieu de B30) ;
- Sous un impact à 294 kJ, d'intensité plus de deux fois supérieure à un choc « exceptionnel » par rapport au dimensionnement initial, la dalle a subi des dommages importants mais à néanmoins assurée sa fonction protectrice ;
- Les appuis ont parfaitement rempli leur rôle en subissant un cloquage lors du choc « exceptionnel » en rive, permettant ainsi de dissiper l'énergie d'impact du bloc. En revanche, aucun appui n'a été plastifié lors des chocs « exceptionnels » à mi-travée. Lors de l'essai T6 à mi-travée, avec une énergie plus de deux fois supérieure à un choc « exceptionnel », la plastification des appuis fusibles a également été mise à contribution afin d'absorber l'énergie incidente du bloc.

Test	Position	Énergie d'impact (kJ)	Déplacement vertical max (mm) <sup>(1)</sup>	Déf. max enregistrées Armatures inférieures ( $\mu\text{m.m}^{-1}$ )	Endommagement
<b>T1</b>	En travée	67	14,5	1200	- Faible fissuration du béton en sous face.
<b>T2</b>	En travée	135	22,5	1980	- Fissuration importante du béton. - 5 brins (HA 8) de cadres rompus.
<b>T3</b>	Sur appuis	135	21,5	-	- Très faible fissuration de la sous face de la dalle. - Cloquage de trois appuis
<b>T4</b>	En travée	138	19,7	5580 <sup>(2)</sup>	- Faible fissuration du béton en sous face.
<b>T5</b>	En travée	134	23,2	2290	- Fissuration importante du béton en sous face.
<b>T6</b>	En travée	294	-	Plastification	- Éjection du béton d'enrobage. - Plusieurs épingles (HA 10) rompues. - Armatures supérieures et inférieures cisailées. - Plastification de six appuis.

<sup>(1)</sup> valeurs données avec une précision de  $\pm 0,5$  mm en tenant compte des incertitudes du capteur et du dispositif de fixation.

<sup>(2)</sup> jauge positionnée proche du cône de poinçonnement engendrant des déformations locales élevées.

**tableau III.7 : flèches maximales et endommagement de la dalle pour les essais T1 à T6**

L'analyse détaillée des différents capteurs a également mis en évidence les points suivants :

### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

- Une mise en flexion progressive de la dalle engendre localement des contraintes dans les armatures inférieures plus importantes que lorsque la dalle atteint sa mise en flexion complète et son déplacement maximal ;
- Lors d'un choc à mi-travée, dans la phase de remontée de la dalle, les appuis situés près de l'impact se décollent de plusieurs millimètres ;
- Les vitesses de déformation dans les armatures inférieures sont d'environ  $0,5$  à  $1 \text{ s}^{-1}$  ;
- La fréquence fondamentale d'oscillation de la dalle est d'environ  $16 \text{ Hz}$  ;
- L'amortissement de la dalle est d'environ  $11 \%$  lorsqu'elle s'endommage et redescend ensuite entre  $3 \%$  et  $5 \%$  ;
- En statique, après une charge d'environ  $250 \text{ kN}$ , la raideur moyenne de la dalle à mi-travée est comprise entre  $50 \text{ kN.mm}^{-1}$  et  $55 \text{ kN.mm}^{-1}$ .

Concernant l'endommagement de la dalle et les différents transferts d'énergie, trois mécanismes résumés dans la figure III.42 apparaissent :

- Déstructuration du béton sur la face supérieure de la dalle au niveau de l'impact lors d'un choc « exceptionnel » à  $135 \text{ kJ}$  et surtout lors du choc à  $294 \text{ kJ}$ . Lors de la phase de contact, plusieurs phénomènes mal connus dégradent le béton et dissipent de l'énergie : par compaction, par une fissuration de surface du bloc et de la dalle, par friction interne, sous forme de chaleur et par énergie acoustique ;
- Poinçonnement de la dalle qui tend à éjecter un cône de béton armé. Ce phénomène crée une fissure inclinée à  $45^\circ$  dans le béton, mettant en traction les cadres et cisailant les armatures inférieures et supérieures coupant la fissure ;
- Mise en flexion locale et globale de la dalle, pouvant aller jusqu'à une plastification des armatures inférieures. Durant ce processus, des transferts ont lieu entre énergie cinétique et énergie de déformation, maximale lorsque la dalle a atteint sa plus grande flèche. Le bloc garde également une part d'énergie cinétique puisqu'il est éjecté, avec un mouvement de rotation.

Le développement de méthodes de calcul simplifiées et l'optimisation du dimensionnement de la structure implique la quantification en termes d'énergie et de sollicitations de ces différents phénomènes.

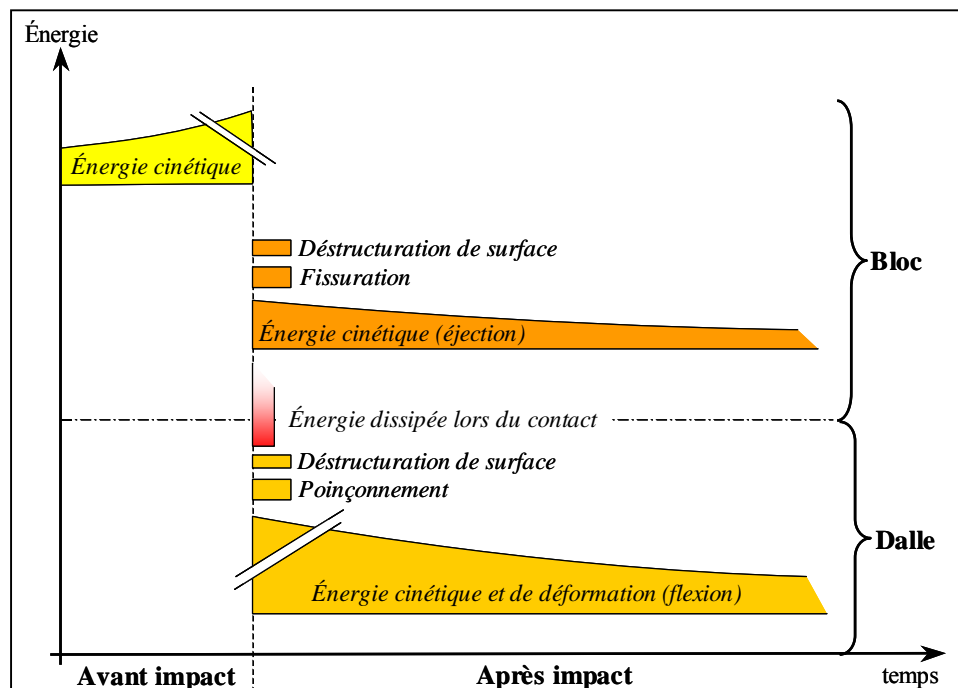


figure III.42 : décomposition des mécanismes d'endommagement et de transfert d'énergie [DEL, 04-a]

### III Étude expérimentale d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante

# **IV QUANTIFICATION DES EFFORTS ET BILAN ÉNERGÉTIQUE DES ESSAIS EXPÉRIMENTAUX**



#### IV Quantification des efforts et bilan énergétique des essais expérimentaux

Le chapitre précédent a mis en évidence deux mécanismes majeurs d'endommagement de la dalle, à savoir le poinçonnement et la flexion. Le phénomène de poinçonnement a lieu durant la phase de contact entre le bloc et la dalle. Afin de dimensionner l'ouvrage vis-à-vis de cette sollicitation, il est nécessaire de connaître le pic d'effort de percussion qui est appliqué à la structure. La première partie de ce chapitre a pour objectif de quantifier expérimentalement cet effort et de le comparer à la résistance au poinçonnement de la dalle déterminée par différents modèles disponibles.

En ce qui concerne le dimensionnement de la dalle à la flexion, une approche énergétique est plus appropriée, un effort statique équivalent paraissant difficile à obtenir. Le but est de réaliser un bilan énergétique afin d'évaluer la part d'énergie qui est transmise à la dalle pour ainsi remonter aux contraintes dans les armatures et le béton.

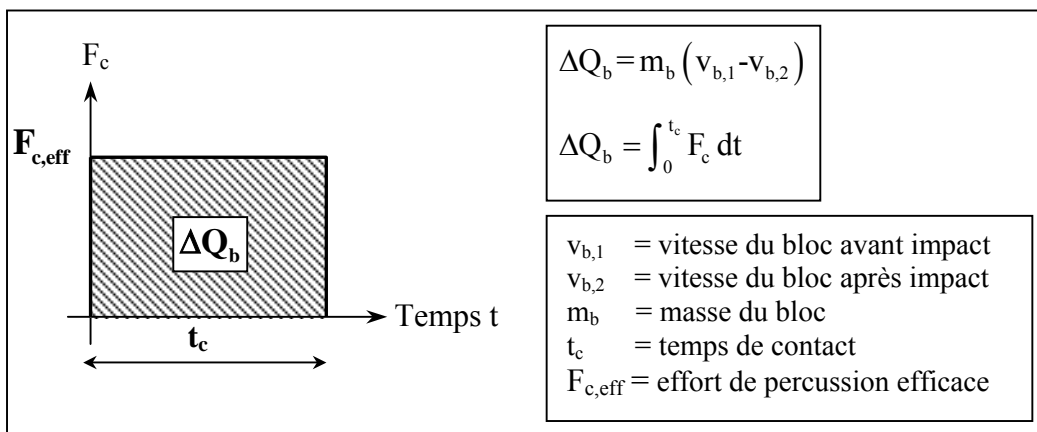
### IV.1 PHÉNOMÈNE DE POINÇONNEMENT

#### IV.1.1 Détermination expérimentale de l'effort de percussion

L'analyse bibliographique du chapitre II a mis en évidence que le contact entre le bloc en béton et la dalle se rapprochait plus d'un contact plastique que d'un contact élastique. Lors du choc, le bloc s'écaille et s'effrite quasiment instantanément ce qui fait que la phase élastique est de très courte durée et peut être négligée et que la restitution est quasi-inexistante. De plus, le fait que le bloc n'impacte jamais parfaitement horizontalement (à plat) mais toujours sur une arête, diminue la surface de contact et accentue ce phénomène.

L'évolution de l'effort de percussion «  $F_c$  » au cours du temps peut donc être considérée comme rectangulaire (figure IV.1), en négligeant le régime élastique initial et la phase de restitution. D'après la bibliographie, l'intégration de la courbe  $F_c = f(t)$  correspond à la variation de la quantité de mouvement du bloc «  $\Delta Q_b$  », en supposant la masse du bloc est identique avant et après choc. Le calcul de l'effort normal efficace de percussion peut donc se ramener à l'équation (IV.1).

$$F_{c,eff} = \frac{m_b (v_{b,1} - v_{b,2})}{t_c} \quad (IV.1)$$



**figure IV.1 : évolution théorique approchée de l'effort de contact en fonction du temps**

A partir des résultats expérimentaux, l'effort efficace de percussion peut être déterminé en connaissant la vitesse du bloc avant et après impact et le temps de contact entre le bloc et la dalle.

### IV.1.1.1 Estimation de l'effort de percussion

La détermination de l'effort de percussion est réalisée uniquement sur les trois essais en milieu de travée des campagnes II et III, l'instrumentation de la campagne I ne permettant pas de connaître les vitesses du bloc.

- Test T4 : zone réparée impactée avec une énergie de 138 kJ (choc « exceptionnel ») correspondant à un bloc cubique de 470 kg lâché de 30 m de haut ;
- Test T5 : zone endommagée par un choc de 67 kJ et nouvel impact avec une énergie de 134 kJ (choc « exceptionnel ») correspondant à un bloc cubique de 455 kg lâché de 30 m de haut ;
- Test T6 : zone endommagée par un impact de 135 kJ et nouveau choc avec une énergie de 294 kJ (choc « hors dimensionnement ») correspondant à un bloc à facettes de 810 kg lâché de 37 m de haut.

Pour chacun de ces essais, une caméra ultra-rapide à 1000 images par seconde enregistre le choc. Un capteur de déplacement LVDT est également placé en sous-face de dalle au niveau du point d'impact sauf pour le test T6 en raison de la violence du choc. Pour les tests T4 et T6, un accéléromètre est placé dans le bloc.

Le capteur LVDT enregistre le déplacement vertical de la dalle, au niveau du point d'impact, à une fréquence d'échantillonnage de 7000 Hz. Le signal obtenu permet de déterminer la vitesse de la dalle par dérivation. L'accéléromètre placé dans le bloc d'impact permet de mesurer la décélération verticale du bloc uniquement durant le mouvement descendant de la dalle, à une fréquence de 7000 Hz. En effet, le câble le reliant à la centrale d'acquisition s'est ensuite rompu. L'acquisition des signaux du capteur de déplacement et de l'accéléromètre est synchronisée.

Le film de la caméra ultra-rapide permet de déterminer la position du centre de gravité du bloc image par image, c'est-à-dire tous les millièmes de seconde. Il est aisé ensuite de déterminer la vitesse d'impact du bloc et le temps de contact avec la dalle. La précision sur le temps entre chaque prise d'image peut être négligée devant l'incertitude sur la lecture du déplacement du bloc. Cette incertitude dépend du champ de la caméra pour chaque essai :

- essai T4 :  $\pm 0,5$  pixel soit  $\pm 3,6$  mm,
- essai T5 :  $\pm 0,5$  pixel soit  $\pm 4,2$  mm,
- essai T6 :  $\pm 0,5$  pixel soit  $\pm 5,0$  mm.

L'enregistrement de la caméra ultra-rapide n'est pas synchronisé avec les deux capteurs précédents. Il est calé manuellement par rapport au début du contact entre le bloc et la dalle.

#### IV.1.1.1.1 Essai T4

Les graphiques de la figure IV.2 représentent de haut en bas :

- la distance verticale du centre de gravité du bloc (« cdg ») par rapport à la dalle au repos (mesurée avec la caméra ultra-rapide),
- le déplacement vertical de la dalle au niveau du point d'impact (enregistré par le capteur LVDT D),
- la décélération verticale du bloc (donnée par l'accéléromètre E de  $\pm 5000$  g dans le bloc).

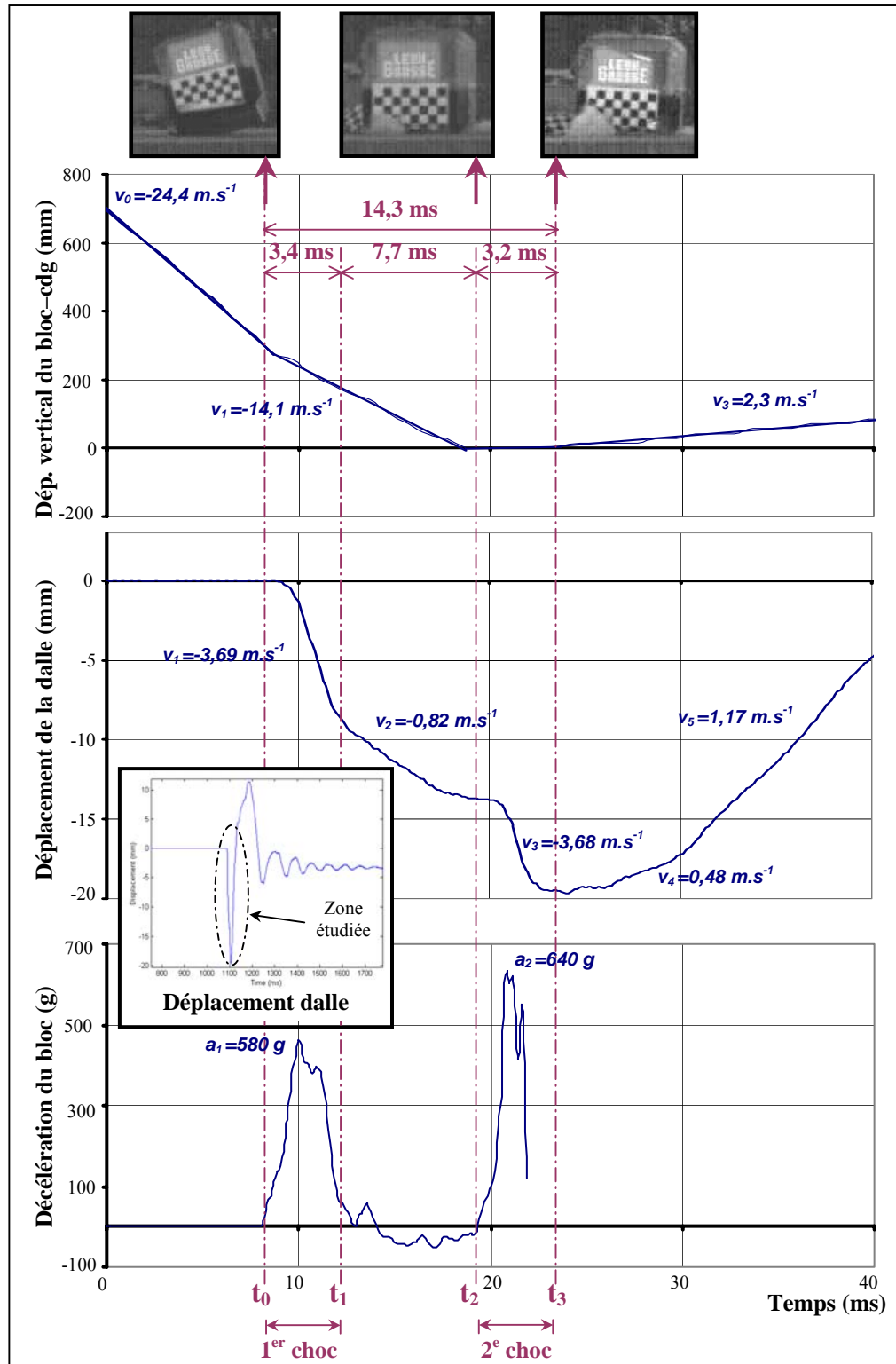


figure IV.2 : déplacement vertical du centre de gravité du bloc, déplacement de la dalle au niveau du point d'impact et décélération du bloc – Essai T4

Le choc peut se décomposer comme suit [DEL, 03-c] :

- Phase  $[t_0, t_1]$  : le bloc entre en contact avec la dalle sur un angle comme le montre l'image de la caméra ultra-rapide. Sa vitesse d'impact est de  $24,4 \text{ m.s}^{-1}$  et il décélère violemment avec un pic à  $580 \text{ g}$ . La dalle commence à se déplacer et atteint une

#### IV Quantification des efforts et bilan énergétique des essais expérimentaux

vitesse au point d'impact de  $3,7 \text{ m.s}^{-1}$  ; cette phase dure 3,4 ms et correspond au premier temps de contact entre le bloc et la dalle ;

- *Phase  $[t_1, t_2]$*  : la décélération du bloc devient nulle, le bloc n'exerce quasiment plus aucun effort sur la dalle car il entame une rotation autour du point d'impact. La vitesse verticale du centre de gravité du bloc n'est plus que de  $14,1 \text{ m.s}^{-1}$ . La dalle ralentit et sa vitesse diminue à  $0,8 \text{ m.s}^{-1}$  ;
- *Phase  $[t_2, t_3]$*  : l'angle opposé au premier impact vient toucher la dalle (image de la caméra ultra-rapide). Le bloc décélère de nouveau avec un pic à 640 g, puis le câble le reliant à la centrale d'acquisition se coupe. La dalle accélère et sa vitesse augmente à  $3,7 \text{ m.s}^{-1}$  ; cette phase dure 3,2 ms et correspond au deuxième temps de contact entre le bloc et la dalle ;
- *Après  $t_3$*  : le bloc commence à se détacher de la dalle qui atteint son déplacement vertical maximal et commence à remonter. La vitesse d'éjection du bloc est de  $2,3 \text{ m.s}^{-1}$  tandis que la vitesse de remontée de la dalle n'est que de  $1,2 \text{ m.s}^{-1}$ . Le bloc et la dalle ne sont donc plus en contact pendant la phase de remontée.

Cette analyse montre que le bloc vient impacter deux fois la dalle lors de sa mise en flexion. Elle subit donc deux efforts de percussion donnés dans le tableau IV.1 et calculés à partir de l'équation (IV.1).

Impact	Masse du bloc (kg)	Vitesse avant choc ( $\text{m.s}^{-1}$ )	Vitesse après choc ( $\text{m.s}^{-1}$ )	Temps de contact (ms)	Effort de percussion (MN)
N°1	470	$24,4 \pm 0,8$	$14,1 \pm 0,8$	$3,4 \pm 0,2$	$1,4 \pm 0,4$
N°2	470	$14,1 \pm 0,8$	$0 \pm 0,3$	$3,2 \pm 0,2$	$2,1 \pm 0,3$

tableau IV.1 : efforts de percussion – Essai T4

##### IV.1.1.1.2 Essai T5

Les graphiques de la figure IV.3 représentent de haut en bas :

- la distance verticale du centre de gravité du bloc par rapport à la dalle au repos (mesurée avec la caméra ultra-rapide),
- le déplacement vertical de la dalle au niveau du point d'impact (enregistré par le capteur LVDT I).

Le choc se décompose en trois phases :

- *Phase  $[t_0, t_1]$*  : le bloc entre en contact quasiment à plat avec la dalle. La vitesse d'impact du bloc est de  $23,5 \text{ m.s}^{-1}$ . La dalle commence à se déplacer et atteint une vitesse au point d'impact de  $7,6 \text{ m.s}^{-1}$ . La vitesse de la dalle devient nulle au bout de 3,5 ms, c'est-à-dire que le bloc n'exerce quasiment plus aucun effort sur la dalle (par analogie avec l'essai T4), ce qui correspond au premier temps de contact entre le bloc et la dalle ;
- *Phase  $[t_1, t_3]$*  : après le premier choc, le déplacement de la dalle au niveau du point d'impact est plus rapide que celui du bloc. Ensuite, lorsque la dalle ralentit, le bloc la rejoint et vient la choquer de nouveau (temps  $t_2$ ). Le bloc reste ensuite en contact avec la dalle jusqu'à qu'il soit éjecté. La vitesse du bloc après le premier impact peut être considérée comme étant identique à celle de la dalle lors du deuxième choc  $[t_2, t_3]$ , soit  $1,7 \text{ m.s}^{-1}$ . Cette analyse est en accord avec la description faite par le CEB [CEB, 88] pour un impact sur une poutre ;

#### IV Quantification des efforts et bilan énergétique des essais expérimentaux

- Après  $t_3$  : la dalle a atteint son déplacement vertical maximal et le bloc est éjecté avec une vitesse d'environ  $1,9 \text{ m.s}^{-1}$ . La vitesse de remontée de la dalle n'est que de  $0,8 \text{ m.s}^{-1}$ , le bloc et la dalle ne sont donc plus en contact pendant la phase de remontée.

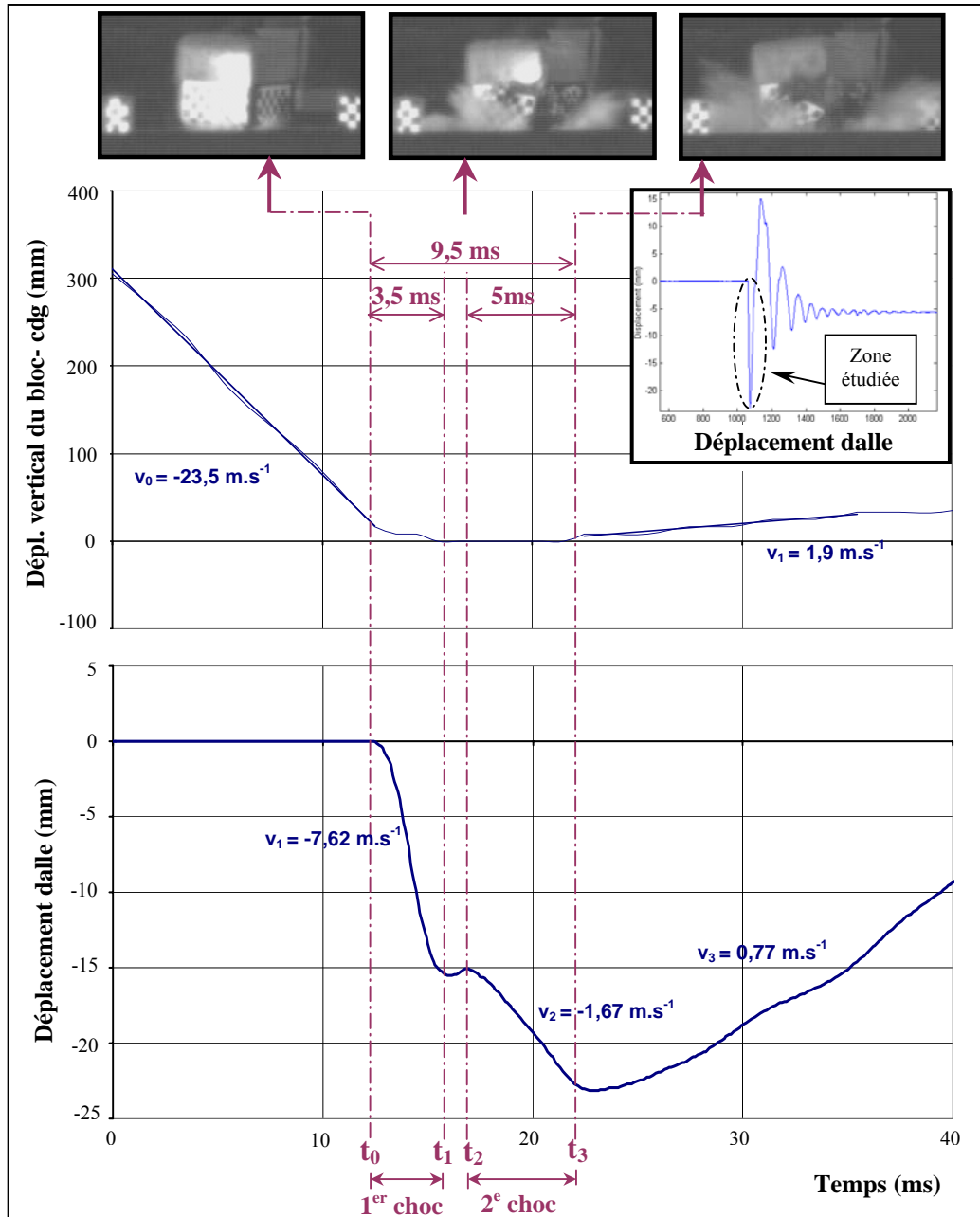


figure IV.3 : déplacement vertical du centre de gravité du bloc, déplacement de la dalle au niveau du point d'impact – Essai T5

Les estimations des efforts de contact [équation (IV.1)] sont données dans le tableau IV.2.

Impact	Masse du bloc (kg)	Vitesse avant choc ( $\text{m.s}^{-1}$ )	Vitesse après choc ( $\text{m.s}^{-1}$ )	Temps de contact (ms)	Effort de percussion (MN)
N°1	455	$23,5 \pm 0,8$	$1,7 \pm 0,3$	$3,5 \pm 0,2$	$2,8 \pm 0,3$
N°2	455	$1,6 \pm 0,3$	$0 \pm 0,3$	$5 \pm 0,2$	$0,15 \pm 0,1$

tableau IV.2 : efforts de percussion – Essai T5

## IV Quantification des efforts et bilan énergétique des essais expérimentaux

### IV.1.1.1.3 Essai T6

Les graphiques de la figure IV.4 représentent de haut en bas :

- la distance verticale du centre de gravité du bloc par rapport à la dalle au repos (mesurée avec la caméra ultra-rapide),
- la décélération verticale du bloc (donnée par l'accéléromètre E de  $\pm 5000$  g dans le bloc).

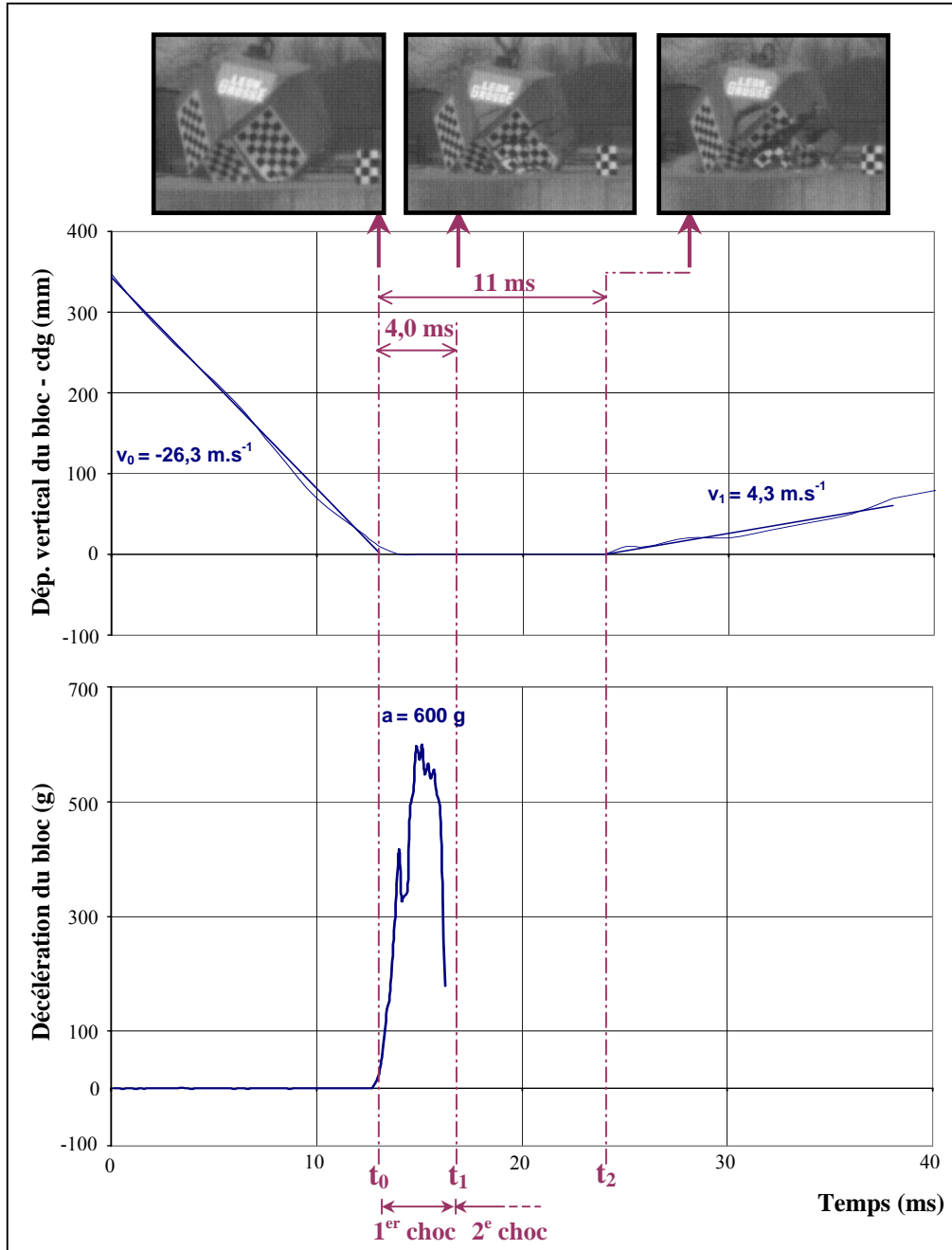


figure IV.4 : déplacement vertical du centre de gravité et décélération du bloc – Essai T6

Le choc se décompose suivant les phases suivantes [PER, 04] :

- Phase  $[t_0, t_1]$  : le bloc, légèrement incliné, entre en contact avec la dalle sur un angle comme le montre l'image de la caméra ultra-rapide. La vitesse d'impact du bloc est de  $26,3 \text{ m.s}^{-1}$ . Il décélère violemment avec un pic à 600 g. Cette première phase dure 4

#### IV Quantification des efforts et bilan énergétique des essais expérimentaux

ms et correspond au premier temps de contact. Concernant la vitesse après choc du bloc, nous pouvons seulement conclure qu'elle semble être proche de zéro, vu la faible précision de la caméra ultra-rapide pour de petits déplacements.

- *Phase  $[t_1, t_2]$*  : le bloc entame une rotation de courte durée et vient impacter une deuxième fois la dalle. Cet effort doit être relativement réduit par rapport au premier vu le faible angle d'impact. De plus la variation de vitesse n'apparaît pas sur l'analyse de la caméra ultra rapide. Le bloc accompagne ensuite la dalle dans sa flexion.
- *Après  $t_2$*  : le bloc commence à se décoller et est éjecté avec une vitesse de  $4,3 \text{ m.s}^{-1}$ .

Lors de cet essai, il est possible de déterminer uniquement l'effort de percussion principal dû au premier impact, en faisant l'hypothèse que la vitesse du bloc est proche de zéro après choc (tableau IV.3).

Impact	Masse du bloc (kg)	Vitesse avant choc ( $\text{m.s}^{-1}$ )	Vitesse après choc ( $\text{m.s}^{-1}$ )	Temps de contact (ms)	Effort de percussion (MN)
N°1	810	$26,3 \pm 0,8$	$0 \pm 1$	$4 \pm 0,2$	$5,3 \pm 0,6$

tableau IV.3 : effort de percussion – Essai T6

##### IV.1.1.2 Récapitulatifs et commentaires

Le tableau IV.4 regroupe les efforts de percussion maximaux estimés expérimentalement.

Essai	Masse du bloc (kg)	Vitesse d'impact ( $\text{m.s}^{-1}$ )	Inclinaison $\alpha^{(1)}$ du bloc ( $^\circ$ )	Temps de contact (ms)	Effort de percussion (MN)
T4	470	24,4	20	3,2 et 3,4	$2,1 \pm 0,3$
T5	455	23,5	5	3,5	$2,8 \pm 0,3$
T6	810	26,3	9	4	$5,3 \pm 0,6$

<sup>(1)</sup> voir figure IV.5.

tableau IV.4 : récapitulatif des efforts de contact maximaux lors des essais T4, T5 et T6

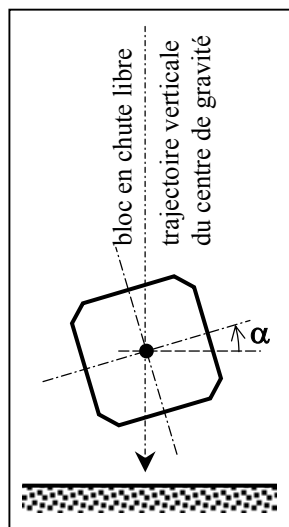


figure IV.5 : inclinaison «  $\alpha$  » du bloc d'impact par rapport à l'horizontale



#### IV Quantification des efforts et bilan énergétique des essais expérimentaux

Cette analyse détaillée a mis en évidence que le bloc venait impacter plusieurs fois la dalle durant sa phase de flexion. Ce phénomène est dû à une mise en rotation du bloc et à un déplacement de la dalle, après l'impact, plus rapide que celui du bloc. Ce fait est d'autant plus marqué que l'inclinaison du bloc est conséquente. Lors de l'essai T4, une inclinaison d'environ  $20^\circ$  par rapport à l'horizontale provoque même un deuxième effort de percussion plus important que le premier. En revanche, lorsque le bloc impacte quasiment à plat (essai T5), l'effort de contact initial devient prépondérant. Une surface d'impact du bloc horizontale entraîne donc un effort de contact plus important que lors d'un impact « incliné ».

Concernant les temps de contact, nous pouvons constater qu'ils sont équivalents au temps mis par la dalle pour que sa déformée dynamique dans le sens transversal ait la même allure que sa déformée statique (3,5 ms pour l'essai T4 et 4 ms pour l'essai T5). En fait, à la fin du temps de contact, la vitesse de la dalle au niveau du choc diminue fortement entraînant un déplacement de la dalle au point d'impact suffisamment lent pour se rapprocher d'une déformée statique.

En nous référant aux études de S. H. Perry [PER, 87] et de J. G. M. van Mier [VAN, 91], nous déduisons que l'augmentation de l'effort de contact du test T6, par rapport aux tests T4 et T5, est dû à une vitesse d'impact plus élevée et que l'accroissement du temps de contact est dû à une masse de bloc plus importante.

Pour déterminer la résistance au poinçonnement de la dalle, il est nécessaire de se fixer une surface d'application de la charge. Les films de la caméra ultra-rapide ont montré que le bloc n'impactait jamais parfaitement à plat mais avec une inclinaison marquée. Les relevés des empreintes du bloc sur la dalle permettent d'estimer cette surface à environ un tiers d'une face du bloc (figure IV.6).

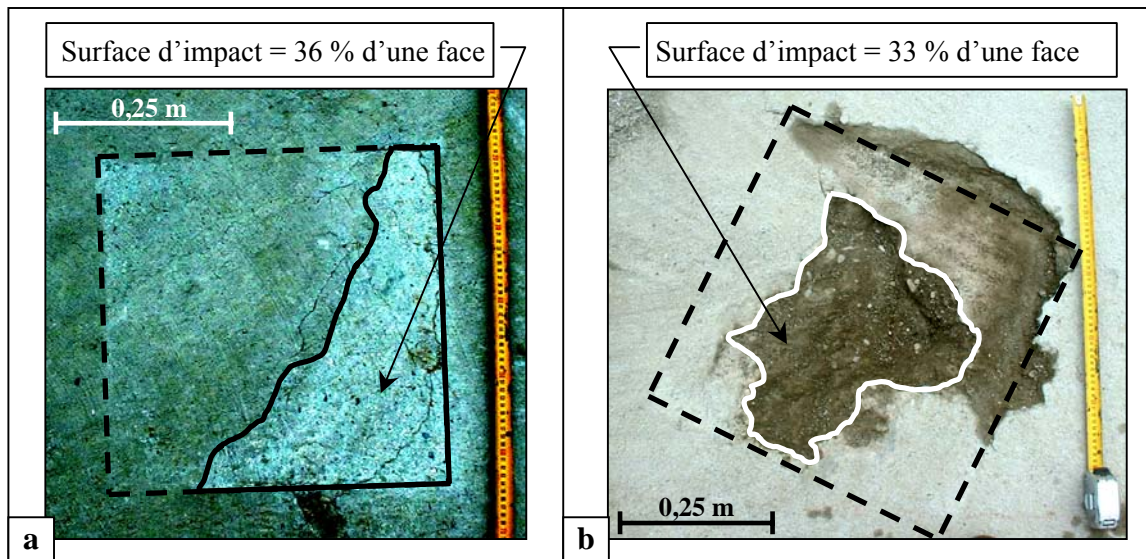


figure IV.6 : surface d'impact du bloc lors des essais T5 (a) et T6 (b)

## IV.1.2 Résistance au poinçonnement

La résistance d'une dalle au poinçonnement peut être calculée au moyen de modèles développés par différents auteurs. Ces modèles ont souvent servi de base aux réglementations en vigueur (BAEL, EC2, BS, ACI,...). Un aperçu de ces différentes méthodes de calcul et réglementations est donné dans la suite du document. Une comparaison de la résistance au poinçonnement de la dalle avec l'effort de percussion maximal est ensuite effectuée.

### IV.1.2.1 Mécanismes de rupture

Le phénomène de poinçonnement apparaît sur une dalle lorsque des chargements localisés sont appliqués. La faible portée et la rigidité importante de la dalle accentuent ce type de mécanisme de ruine. Pour rappel, une rupture par flexion est caractérisée, une fois l'effort maximal de flexion atteint, par une lente diminution de l'effort admissible par la dalle accompagnée d'une augmentation des déplacements. A l'opposé, une rupture par poinçonnement se caractérise par une brusque baisse de l'effort applicable (rupture de type fragile), après que le pic de chargement a été atteint (figure IV.7).

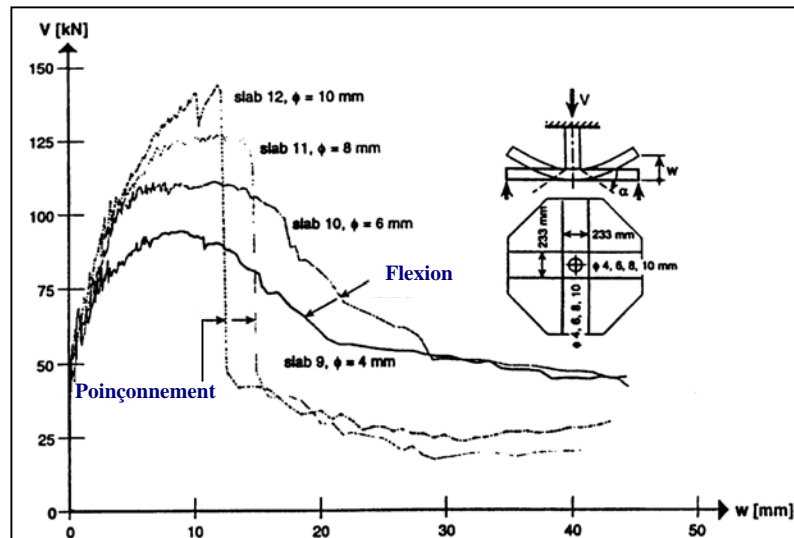


figure IV.7 : comparaison entre une rupture par flexion et par poinçonnement [MEN, 02]

Les mécanismes de fissuration avant une telle rupture, sont les suivants [THE, 02] :

- apparition de fissures autour de la zone d'application de la charge sur la face en traction se propageant dans la zone comprimée du béton,
- formation de fissures de flexion à la verticale de la charge appliquée car le phénomène de poinçonnement est rarement découplé de la flexion,
- déclenchement d'une fissure inclinée à environ mi-hauteur de la dalle pour un effort compris entre 50 % et 70 % du chargement ultime. Avec l'augmentation de la charge, le développement de la fissure inclinée est empêché par les armatures d'effort tranchant et par les armatures de flexion (figure IV.8).

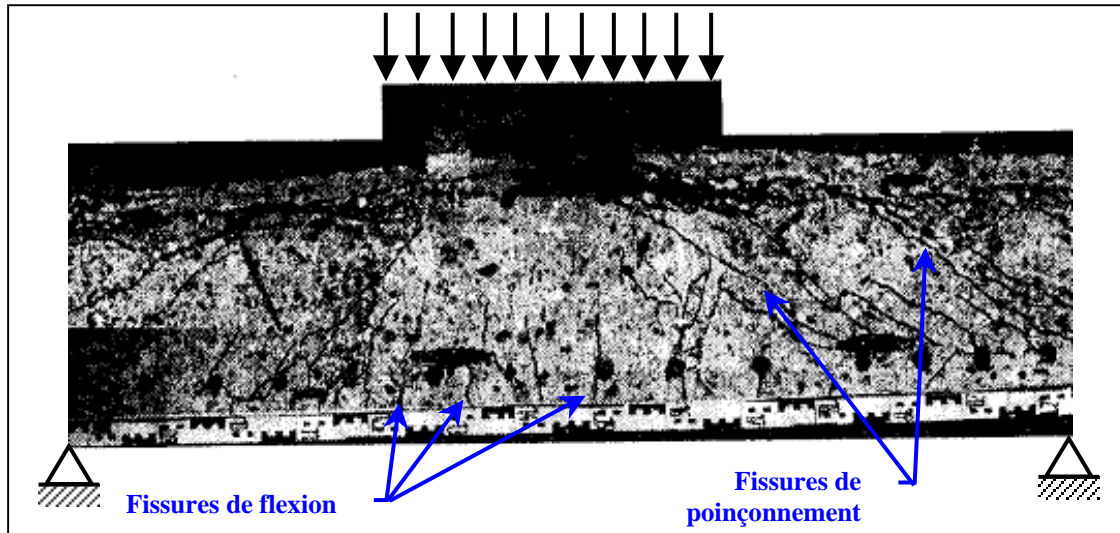


figure IV.8 : vue en coupe d'une dalle poinçonnée [CEB, 01]

L'effort limite de poinçonnement «  $F_{pun}$  » est donc influencé par plusieurs paramètres identifiés sur la figure IV.9 :

- la composante verticale de la résistance à la traction du béton «  $F_{ct}$  »,
- la contribution verticale de l'effort transisant dans les armatures de flexion «  $F_{dow}$  » (« *dowel effect* »),
- la composante verticale des efforts dans les cadres et épingles «  $F_{sw}$  ».

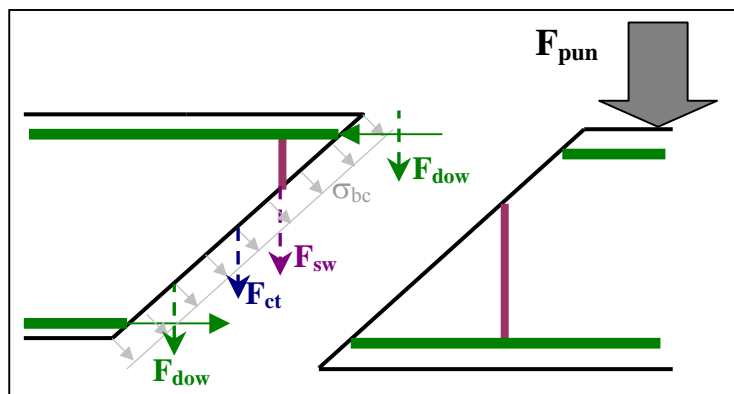


figure IV.9 : décomposition de l'effort de poinçonnement

La difficulté dans l'estimation de l'effort de poinçonnement est que toutes ces composantes co-existent mais que leurs contributions maximales ne sont pas atteintes en même temps.

#### IV.1.2.2 Réglementations

L'objectif de ce paragraphe est de comparer succinctement l'effort admissible au poinçonnement calculé à partir de l'Eurocode 2 [EC2, 03], du Model Code 90 [CEB, 93], du FIP-Recommendations [FIP, 96], du British Standard BS 8110-97 [BRI, 97], de l'American Standard ACI 318-95 [ACI, 95] et du code allemand DIN 1045 [DIN, 88]. Les éléments pris en compte sont la résistance à la traction du béton, les armatures de flexion inférieures (sauf pour les ACI 318-95) et d'effort tranchant et l'inclinaison de la fissure de poinçonnement.

## IV.1.2.2.1 Comparaison des réglementations

La figure IV.10 permet de comparer la valeur de l'effort admissible au poinçonnement pour les différentes réglementations en faisant varier le pourcentage d'armature longitudinale et la résistance caractéristique à la compression du béton. Le DIN 1045, le BS 8110-97 et l'Eurocode 2 d'une part, l'ACI-318-95, le Model Code 90 et le FIP-Recommendations d'autre part, donnent des résultats très différents. Il peut être observé que :

- Le DIN 1045, le BS 8110-97 et l'Eurocode 2 indiquent un effort maximal similaire. Des différences significatives apparaissent pour de faibles ratios d'armatures de flexion ;
- Pour une résistance à la compression du béton de 20 MPa, l'ACI-318-95 et le Model Code 90 indiquent un niveau d'effort maximal équivalent ;
- Le FIP-Recommendations donne l'effort le plus important dans tous les cas.

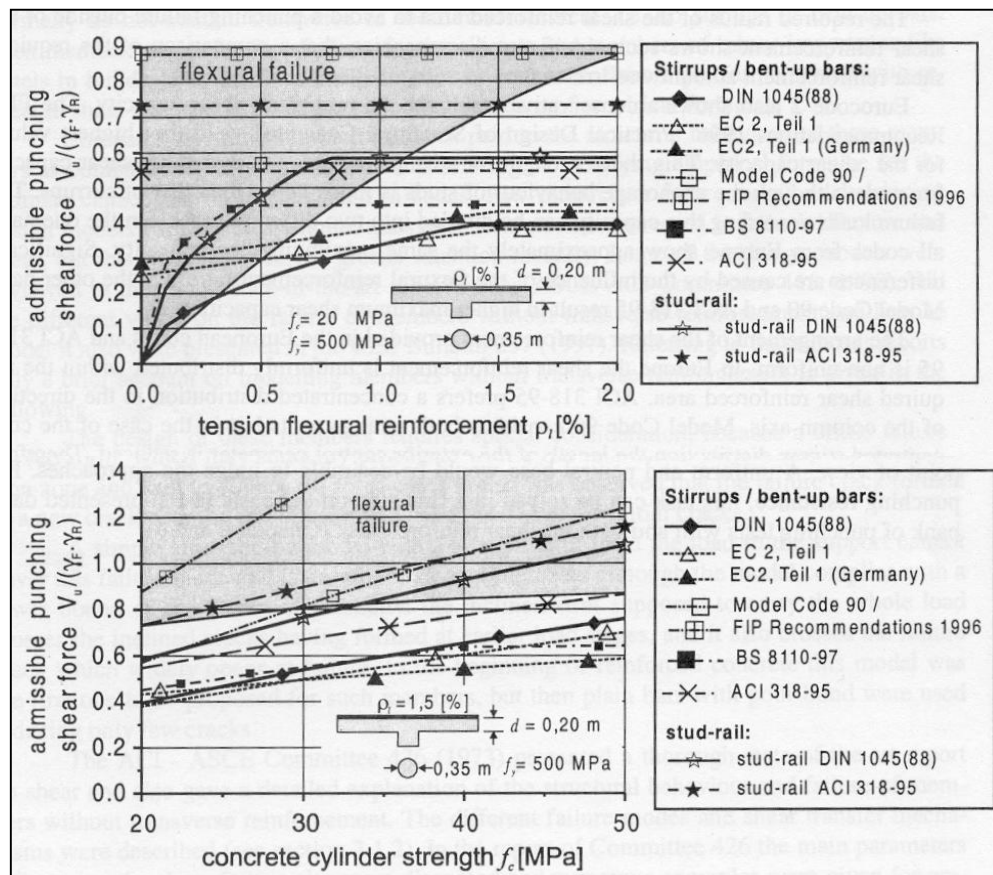


figure IV.10 : comparaison des différents règlements [CEB, 01]

La comparaison de la résistance au poinçonnement selon les différents règlements montre une très large dispersion des résultats. Les raisons sont les différents coefficients de sécurité pris pour les actions et pour les résistances des matériaux, ainsi que les différentes hypothèses faites par chaque réglementation. Des écarts importants sont également dus à la façon de prendre en compte la contribution des armatures de flexion. En résumé, les règles pour déterminer l'effort de poinçonnement sont globalement insatisfaisantes d'un point de vue mécanique.

Le modèle de calcul proposé par l'Eurocode 2 présente néanmoins l'avantage de prendre en compte les caractéristiques de l'ensemble des éléments constituant notre dalle d'essai (béton, armatures de flexion et d'effort tranchant). De plus c'est un modèle récent qui a été remis à jour en 2003 et qui doit entrer en application à partir de 2005 en Europe. Dans la perspective de mise au point d'une méthode de dimensionnement applicable en bureau d'études, ce modèle sera exposé plus en détail.

## IV Quantification des efforts et bilan énergétique des essais expérimentaux

### IV.1.2.2.2 L'Eurocode 2 [EC2, 03].[WAL, 01]

Le calcul de la résistance au poinçonnement d'une dalle en béton armé est largement inspiré du CEB/FIP Model Code on Concrete Structures 1990 [REG, 99].

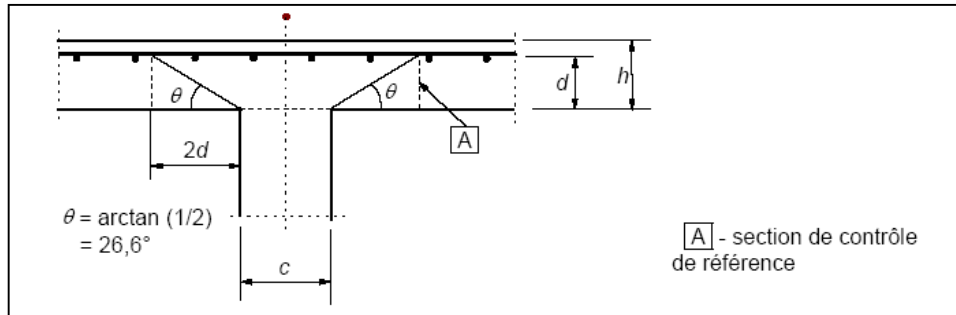


figure IV.11 : modèle de l'Eurocode 2 pour la vérification au poinçonnement [EC2, 03]

- *Résistance au poinçonnement pour une dalle sans armatures d'effort tranchant :*

La formulation pour l'effort limite de poinçonnement d'une dalle est la suivante :

$$V_{Rdc} = v_{Rdc} u d \quad (IV.2)$$

avec  $u$  = longueur du périmètre critique, prise à une distance  $2d$  de la surface de chargement (correspondant à une fissure de poinçonnement inclinée de  $26,6^\circ$ )

$d$  = hauteur utile moyenne de la dalle

L'effort tranchant résistant par unité de longueur pour une dalle non précontrainte est :

$$v_{Rdc} = 0,12 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \quad (IV.3)$$

$$\text{avec } k \text{ (facteur de taille)} = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad (d \text{ en mm}) \quad (IV.4)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \rho_{ly}} \leq 0,02 \quad (IV.5)$$

$\rho_{lx}$  et  $\rho_{ly}$  = pourcentages d'armatures longitudinales dans les sens  $x$  et  $y$

$f_{ck}$  = résistance caractéristique en compression du béton

- *Résistance au poinçonnement pour une dalle avec armatures d'effort tranchant :*

Il est supposé que la contribution des armatures d'effort tranchant est la suivante :

$$V_s = \sum A_{sw} f_{yd} \sin \alpha \quad (IV.6)$$

avec  $\alpha$  = inclinaison des armatures d'effort tranchant

$A_{sw}$  = aire de la section des armatures d'effort tranchant

$f_{yd}$  = limite d'élasticité des armatures d'effort tranchant

En général, la limite élastique des armatures d'effort tranchant n'est pas encore atteinte lorsque la contribution du béton est à son maximum. Pour prendre en compte ce phénomène, les efforts maximaux sont sommés mais affectés de coefficients. Dans la littérature, deux types de propositions sont donnés, soit de diminuer la contribution des armatures d'effort tranchant par un coefficient compris entre 0,8 et 0,25 [KIN, 60] [PEC, 79] [KOR, 86], soit de

## IV Quantification des efforts et bilan énergétique des essais expérimentaux

diminuer la contribution du béton par un coefficient compris entre 0,6 et 0,8 [ELS, 56] [REG, 80]. La deuxième proposition a été retenue pour l'Eurocode 2 d'où la formulation suivante :

$$V_{Rdc,cs} = 0,75 V_{Rdc} + V_s \quad (IV.7)$$

Afin de tenir compte de l'efficacité des ancrages des armatures d'effort tranchant, la formule précédente est utilisée avec une limite élastique de calcul effective, pour les armatures, qui dépend de l'épaisseur de la dalle :

$$V_{Rdc,cs} = 0,75 v_{Rdc} u d + \sum A_{sw} f_{ywd,eff} \sin \alpha \quad (IV.8)$$

$$\begin{aligned} \text{avec } f_{ywd,eff} &= \text{limite élastique effective des armatures d'effort tranchant} \\ &= \min\{250 + 0,25 d; f_{ywd}\} \end{aligned} \quad (IV.9)$$

$\Sigma A_{sw}$  = aire des armatures d'effort tranchant à l'intérieur du périmètre considéré

L'augmentation de la résistance au poinçonnement due aux armatures d'effort tranchant est limitée à la valeur suivante :

$$V_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd} u_0 d \quad (IV.10)$$

$$\begin{aligned} \text{avec } u_0 &= \text{périmètre de la colonne} \\ f_{cd} &= \text{valeur de calcul de la résistance en compression du béton} \\ v &= 0,6 (1 - f_{ck} / 250) \end{aligned} \quad (IV.11)$$

### IV.1.2.3 Modèles de calcul

#### IV.1.2.3.1 Comparaison des modèles

Les modèles exposés par les auteurs peuvent être classés en fonction des théories utilisées, selon le bulletin 168 du CEB [REG, 85]. Le but de cette classification est de comprendre clairement les différents transferts des efforts de cisaillement et les causes de la rupture.

- *Approche par la résistance en flexion :*

Dans de nombreux essais de poinçonnement, l'effort ultime ne diffère pas significativement de l'effort admissible en flexion. Dans les premiers modèles, l'effort admissible au poinçonnement est dérivé de la résistance en flexion ou combiné avec elle. De tels modèles ont été développés par Yitzhaki [YIT, 66], Long et Ranking [LON, 87], Long [LON, 75], Moe [MOE, 61], Gesund et al. [GES, 70], Reimann [REI, 63], Nölting [NOL, 84] et dans le bulletin 168 du CEB [REG, 85].

- *Approche par la plasticité :*

La théorie de la plasticité a principalement été utilisée pour déterminer la valeur limite de l'effort de poinçonnement, notamment par Braestrup, Nielsen et al. [BRA, 76]. Un mécanisme de fissuration est supposé, dans lequel le béton est considéré comme un matériau parfaitement plastique. En égalant le travail externe effectué par la force appliquée avec le travail interne dissipé par fissuration, une expression analytique est obtenue.

Les armatures de flexion ne sont pas prises en compte dans ces formulations [MAR, 77].



## IV Quantification des efforts et bilan énergétique des essais expérimentaux

- *Approche de Kinnuen et Nylander [KIN, 60] :*

Ce modèle peut être caractérisé comme un mécanisme de fissuration dans lequel des corps rigides se séparent suivant des surfaces de rupture prédéfinies. La localisation et la géométrie des fissures, qui jouent un rôle important dans la théorie, sont déduites d'observations expérimentales ou plus rarement de simulations par éléments finis.

Ce modèle est le premier qui donne une bonne corrélation avec des résultats d'essais et permet aussi de visualiser les lignes de flux des efforts [BRO, 90], [SHE, 90], [HAL, 96].

- *Mécanisme de fissuration utilisant les contraintes de traction du béton au niveau du plan de fissuration :*

L'approche est la même que celle de Kinnuen et Nylander, mais elle suppose des transferts d'efforts de cisaillement différents. Le développement des recherches sur la mécanique de la fracturation [BAZ, 87] a encouragé des chercheurs à se servir du transfert des contraintes de traction à la surface du cône de poinçonnement, comme Georgopoulos [GEO, 89] ou Menétrey [MEN, 99].

- *Modèle bielles-tirants (« Truss models ») :*

Ces modèles représentent le béton et les armatures à l'aide de liens permettant de décrire le transfert des efforts dans la dalle. Les fissures ne sont pas explicitement représentées mais sont modélisées à l'aide de critère de rupture au niveau des liens. Ces modèles ont été proposés entre autres par Reineck [CEB, 97], Pralong [PRA, 82], Andrä [AND, 82] et aussi Alexander et Simmonds [ALE, 92] pour des poutres.

- *Mécanique de la fracturation :*

Depuis 1985, de nombreux modèles reposant sur les mécanismes de fracturation du béton ont été proposés. Ces modèles ont ensuite été implantés dans des codes de calcul afin d'effectuer des analyses numériques [HAL, 96].

D'après le bulletin 12 du CEB [CEB, 01], le modèle proposé par Menétrey repose sur une théorie cohérente et a pour avantage d'être l'un des rares à prendre en compte les armatures d'effort tranchant. De plus, dans l'optique d'une utilisation en bureau d'études, il est facilement visualisable et compréhensible. Ce modèle sera donc détaillé et appliqué à notre étude pour la détermination de l'effort admissible au poinçonnement.

### IV.1.2.3.2 Modèle analytique de Menétrey

A partir d'essais expérimentaux et de simulations numériques, Menétrey [MEN, 96] [MEN, 98] [MEN, 02] propose un modèle (figure IV.12) qui tient compte des caractéristiques du béton «  $F_{ct}$  », des armatures longitudinales «  $F_{dow}$  » et transversales «  $F_{sw}$  », et des câbles de précontrainte éventuels «  $F_p$  ».

$$F_{pun} = F_{ct} + F_{dow} + F_{sw} + F_p \quad (IV.12)$$

Selon Menétrey, la rupture par poinçonnement résulte de la coalescence de micro-fissures suivie par la propagation d'une fissure inclinée. La formation de ces micro-fissures étant progressive, la résistance des armatures est activée graduellement. Les efforts dans les armatures peuvent donc être ajoutés graduellement aux efforts de traction dans le béton comme proposé dans le modèle de l'équation (IV.12). Aucun coefficient n'est donc directement utilisé pour minorer la résistance du béton ou de l'acier. En revanche, divers coefficients prenant en compte l'influence du taux d'armatures de flexion, les caractéristiques du béton et la surface d'application de la charge minorent la résistance à la traction du béton.

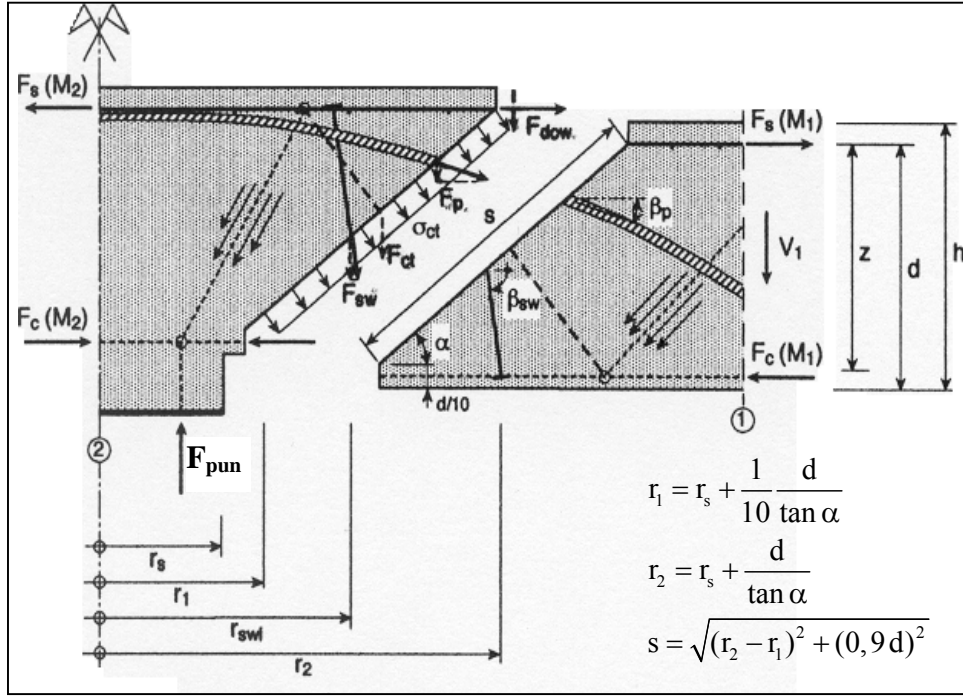


figure IV.12 : représentation des efforts de poinçonnement selon Menétrey [MEN, 02]

- Composante verticale de la force de traction du béton «  $F_{ct}$  » :

$$F_{ct} = \pi(r_1 + r_2)s f_{bt}^{2/3} \xi \eta \mu \quad (IV.13)$$

avec  $f_{bt}$  = limite élastique en traction du béton

$\xi$  = coefficient prenant en compte l'influence du pourcentage «  $\rho$  » d'armatures de flexion ( $0,35 < \xi < 0,87$ )

$$\xi = \begin{cases} -0,1\rho^2 + 0,46\rho + 0,35 & \rho < 2\% \\ 0,87 & \rho \geq 2\% \end{cases} \quad (IV.14)$$

$\mu$  = paramètre tenant compte de la taille des granulats «  $d_a$  » par rapport à la hauteur utile «  $d$  » de la dalle

$$\mu = 1,6 \left( 1 + \frac{d}{d_a} \right)^{-1/2} \quad (IV.15)$$

$\eta$  = coefficient prenant en compte le rayon initial de la fissure due au poinçonnement

$$\eta = \begin{cases} 0,1 \left( \frac{r_s}{h} \right)^2 + 0,5 \frac{r_s}{h} + 1,25 & 0 < \frac{r_s}{h} < 2,5 \\ 0,625 & \frac{r_s}{h} \geq 2,5 \end{cases} \quad (IV.16)$$

$r_s$  = rayon d'application de la charge «  $F_{pun}$  » (figure IV.12)

$h$  = hauteur de la dalle (figure IV.12)



#### IV Quantification des efforts et bilan énergétique des essais expérimentaux

- *Contribution verticale des armatures de flexion «  $F_{dow}$  » :*

$$F_{dow} = \frac{1}{2} \sum_{\text{barres}} \phi_s^2 \sqrt{f_{bc} f_s (1 - \zeta^2)} \sin \alpha \quad (\text{IV.17})$$

avec  $f_{bc}$  = limite élastique en compression du béton

$f_s$  = limite élastique en traction des aciers

$\phi_s$  = diamètre des barres croisant la fissure de poinçonnement

$$\zeta = \frac{\sigma_s}{f_s}$$

$\sigma_s$  = contrainte de traction axiale dans les armatures de flexion

$$\sigma_s = \frac{V_{pun} / \tan \alpha}{\sum_{\text{barres}} A_s} \quad (\text{IV.18})$$

- *Contribution verticale des armatures d'effort tranchant «  $F_{sw}$  » :*

Pour les barres lisses ancrées aux extrémités, l'allongement correspond à la somme des ouvertures des micro-fissures. L'effort repris par les cadres et épingle est donc le suivant :

$$F_{sw} = \min \left\{ \sum_{\text{brins}} A_{sw} E_{sw} \epsilon_{sw} \sin(\beta_{sw}); \sum_{\text{brins}} A_{sw} f_{sw} \sin(\beta_{sw}) \right\} \quad (\text{IV.19})$$

avec  $A_{sw}$  = section d'une armature d'effort tranchant

$E_{sw}$  = module d'Young de l'armature

$\epsilon_{sw}$  = déformation des armatures transversales

$$\epsilon_{sw} = \frac{w_r}{L \cos \alpha} \quad (\text{IV.20})$$

$w_r$  = ouverture de fissures [HIL, 76]

$L$  = longueur d'une armature

$$w_r = \frac{5 G_f}{f_{bt}} \quad (\text{IV.21})$$

$G_f$  = énergie de fissuration ( $\text{J.m}^{-2}$ )

$\beta_{sw}$  = inclinaison des armatures transversales

Pour les armatures à haute adhérence, les efforts de traction sont transmis par frottement avec le béton sur toute la longueur de la barre. Si cette longueur est suffisante, la limite élastique de l'acier peut être atteinte, d'où :

$$F_{sw} = \sum_{\text{brins}} A_{sw} f_{sw} \sin(\beta_{sw}) \quad (\text{IV.22})$$

#### IV.1.2.4 Application à la dalle d'essai

Les méthodes de calcul décrites précédemment s'appliquent pour des chargements statiques sur une dalle. Le phénomène dynamique d'un chargement de type choc entraîne la modification de plusieurs paramètres. L'angle de fissuration «  $\theta$  » relevé expérimentalement est de l'ordre de  $45^\circ$  alors que Menétrey et l'Eurocode 2 préconisent un angle de  $26,6^\circ$ . Une sollicitation ponctuelle dynamique entraîne donc une augmentation de l'inclinaison de la fissure de poinçonnement. Une analyse similaire est donnée dans le bulletin 187 du CEB [CEB, 88] qui indique une diminution de l'angle du cône de poinçonnement avec l'augmentation de la vitesse d'impact (figure IV.13).

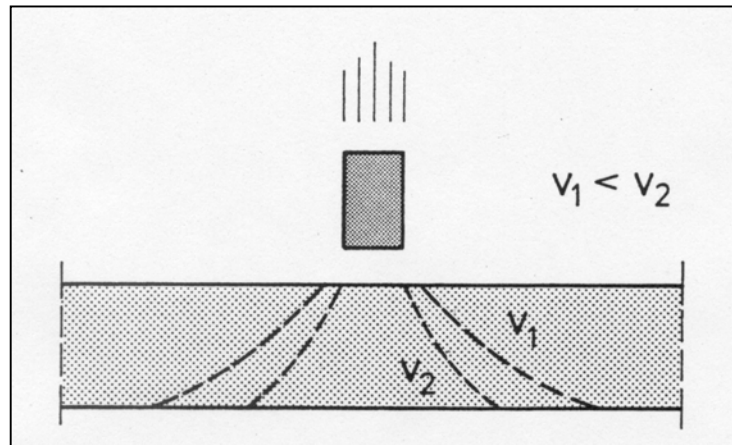


figure IV.13 : variation de l'angle de fissuration du cône de poinçonnement avec la vitesse d'impact [CEB,88]

Un point important est également la prise en compte des effets de la vitesse sur les matériaux. Le poinçonnement de la dalle se produit pendant un temps très court (phase de contact entre le bloc et la dalle) et engendre des vitesses de déformations élevées dans les armatures et le béton. Ce phénomène sera pris en compte en majorant les limites élastiques du béton et de l'acier par les coefficients donnés au chapitre II.1.2.

Le modèle décrit par Menétrey permet d'intégrer facilement ces modifications entre un chargement statique et dynamique. En effet, l'angle de poinçonnement, les limites élastiques en traction du béton et de l'acier sont entrées directement dans le modèle. Dans l'Eurocode 2, la variation de l'angle «  $\theta$  » peut être intégrée en modifiant la longueur du paramètre critique «  $u$  ». En revanche, la majoration des limites élastiques des armatures ne peut être prise en compte. Les caractéristiques des armatures de flexion ne sont pas demandées et pour les armatures d'effort tranchant une résistance effective de calcul, où n'apparaît pas directement la limite élastique [équation (IV.9)], est déterminée. De plus, pour le béton la limite élastique en compression est requise mais pas sa limite en traction ; or la majoration de cette dernière est plus importante avec un coefficient de 2 contre 1,35. Dans ces conditions l'utilisation de l'Eurocode 2 s'avère difficile à moins de modifier certaines équations. La résistance au poinçonnement sous impact de la dalle d'essai sera donc calculée uniquement avec la méthode de Menétrey afin de ne modifier aucun modèle et de garantir une bonne vraisemblance des résultats.

## IV Quantification des efforts et bilan énergétique des essais expérimentaux

Nous considérons une surface de chargement égale au tiers de la surface d'impact du bloc, conformément aux constatations expérimentales ; un calcul est néanmoins mené avec une sollicitation appliquée sur une aire égale à la surface totale d'une face afin de voir l'influence de la surface de chargement. Les résistances dynamiques au poinçonnement obtenues par la méthode de Menétrey sont récapitulées dans le tableau IV.5 en fonction des différentes configurations de la dalle.

Zone impactée	Essai	Surface d'impact (m <sup>2</sup> )	Armatures d'effort tranchant	Béton (MPa)	Menétrey (MN)	
					F <sub>ct</sub> + F <sub>dow</sub>	F <sub>pun</sub>
Courante	T1-T2	0,07 (1/3 de la face)	Cadres en HA 8	f <sub>bc</sub> = 40,5 f <sub>bt</sub> = 5,8	0,90	2,08
	T5	0,20 (face entière)			1,08	2,69
Réparée	T4	0,07 (1/3 de la face)	Epingles en HA 10	f <sub>bc</sub> = 48,2 f <sub>bt</sub> = 5,8	0,88	2,74
		0,20 (face entière)			1,04	3,56
	T6	0,09 (1/3 de la face)			0,92	2,92
		0,26 (face entière)			1,08	3,81

tableau IV.5 : effort limite de poinçonnement dynamique par la méthode de Menétrey

Les armatures d'effort tranchant assurent entre 60 % et 70 % de la résistance au poinçonnement de la dalle. Leur prise en compte, avec leurs caractéristiques correctes, est donc primordiale afin d'estimer l'effort admissible. L'augmentation de la section des armatures d'effort tranchant de 56 %, par le remplacement des HA 8 par des HA 10, engendre un accroissement d'environ 32 % de « F<sub>pun</sub> ». Il ressort donc que le taux ainsi que le diamètre des armatures d'effort tranchant sont des éléments prépondérants pour dimensionner la dalle au poinçonnement.

La surface d'impact du bloc a également une influence notable puisqu'une surface trois fois plus grande provoque une augmentation d'environ 30 % de la résistance au poinçonnement. Cet accroissement provient essentiellement de la mobilisation d'un nombre plus élevé d'armatures d'effort tranchant. Une estimation réaliste de la surface d'impact du bloc est donc essentielle afin de pouvoir calculer « F<sub>pun</sub> », une diminution de cette surface allant dans le sens de la sécurité.

Dans l'optique d'une comparaison avec les efforts de percussion des différents essais, les efforts limites de poinçonnement de la dalle qui seront utilisés sont :

- Essai T5 : F<sub>pun</sub> = 2,1 MN
- Essai T4 : F<sub>pun</sub> = 2,7 MN
- Essai T6 : F<sub>pun</sub> = 2,9 MN

### IV.1.3 Récapitulatif et conclusions

Le tableau IV.6 compare les valeurs de l'effort de percussion efficace obtenues au paragraphe IV.1.1.2 à la résistance au poinçonnement théorique de la dalle. L'endommagement dû à la formation du cône de poinçonnement est estimé expérimentalement par rapport à l'état, après choc, des armatures d'effort tranchant : une rupture de quelques-unes de ces armatures signifie que l'effort limite de poinçonnement est atteint.

#### IV Quantification des efforts et bilan énergétique des essais expérimentaux

Essai	Énergie (kJ)	Effort limite de poinçonnement (MN)	Effort de percussion (MN)	Rupture d'armatures d'effort tranchant
T4	138	2,7	2,1	Non
T5	135	2,1	2,8	Oui <sup>(1)</sup>
T6	296	2,9	5,3	Oui

<sup>(1)</sup> l'endommagement est considéré comme identique à celui de l'essai T2 car l'énergie d'impact et l'inclinaison du bloc sont identiques.

**tableau IV.6 : comparaison des efforts de percussion et des efforts limites de poinçonnement pour les tests T4 à T6**

Nous pouvons constater qu'à chaque fois que l'effort de percussion a été supérieur à l'effort admissible, un phénomène de poinçonnement important est apparu avec la rupture d'armatures d'effort tranchant. La comparaison de ces deux efforts semble donc bien être une méthode simple et probante pour vérifier la dalle au poinçonnement. L'utilisation d'un effort de percussion efficace semble mieux appropriée par rapport à l'emploi d'un pic d'effort qui est difficilement estimable et appliqué durant une durée très faible par rapport au temps de contact entre le bloc et la dalle.

Dans une phase de dimensionnement, il est nécessaire que le calcul de la résistance au poinçonnement inclue l'influence d'un chargement dynamique, à savoir un angle de fissuration plus important qu'en statique (45° au lieu de 26,6°) et une majoration des limites élastiques de l'acier et du béton. Dans le cas de blocs rocheux, la prise en compte d'une surface de chargement réduite va dans le sens de la sécurité en minorant l'effort limite. La difficulté majeure est d'estimer théoriquement l'effort de percussion, sa valeur dépendant des caractéristiques et de l'inclinaison du bloc mais également de la rigidité de la dalle.

Dans la réalité, lors d'un endommagement par poinçonnement, le risque que le bloc passe au travers de la dalle semble peu probable vu le taux élevé de ferrailage inférieur et supérieur qui jouerait un rôle de « filet ». En revanche, le danger principal est qu'une zone importante de béton soit éjecté et tombe sur la voie de circulation.

## IV.2 ÉNERGIES TRANSFÉRÉES ET DISSIPÉES

Le principe de fonctionnement d'une dalle pare-blocs structurellement dissipante repose sur la dissipation de l'énergie d'impact lors du choc et lors de sa mise en flexion. La compréhension des mécanismes d'absorption et de dissipation d'énergie se produisant dans chacun des éléments de la structure est essentielle afin de dimensionner la dalle. Cette partie propose une estimation des différentes énergies intervenant au cours du choc, à savoir :

- l'énergie transmise à la dalle «  $E_d$  » qui se décompose en une énergie cinétique «  $E_{c_d}$  » et une énergie de déformation «  $E_{def_d}$  » échangées au cours des oscillations,
- l'énergie absorbée par la création d'un cône de poinçonnement «  $E_{poin}$  » lors du contact entre le bloc et la dalle,
- l'énergie cinétique du bloc «  $E_{c_{bloc}}$  » avec une énergie de translation «  $E_{ct_{bloc}}$  » et de rotation «  $E_{cr_{bloc}}$  »,
- l'énergie absorbée par les appuis fusibles «  $E_{app}$  ».

L'évaluation des ces énergies sera entreprise à partir des données expérimentales recueillies lors des essais T4 et T5 correspondant à des chocs à mi-travée à environ 135 kJ. L'énergie dissipée par la plastification des appuis lors d'un choc en rive (essai T3 à 135 kJ) sera également quantifiée.

### IV.2.1 Énergie transmise à la dalle « $E_d$ »

#### IV.2.1.1 Énergie cinétique « $E_{c_d}$ »

Les capteurs LVDT placés en sous-face de la dalle lors des essais T4 et T5 permettent d'obtenir les déplacements de la dalle au cours du temps en neuf points différents. A partir de ces mesures, une évolution de la déformée totale de la dalle est estimée à l'aide du logiciel Matlab (figure IV.14) par une interpolation de type Delaunay [SAN, 87]. Un maillage de 0,1 m x 0,1 m est saisi et les déplacements sur appuis sont considérés comme nuls.

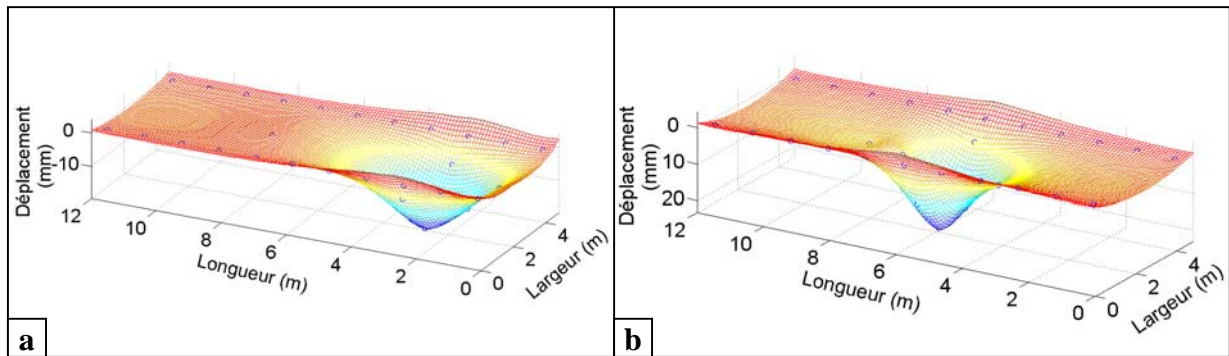


figure IV.14 : modélisation des déplacements expérimentaux de la dalle (a) pour l'essai T4 et (b) pour l'essai T5

A partir de cette modélisation, il est ensuite possible de calculer l'énergie cinétique totale de la dalle en sommant la quantité d'énergie cinétique dans chacun des éléments [équation (IV.23)].

$$E_{c_d}(t) = \frac{1}{2} \sum_{dalle} m_i v_i(t)^2 \quad (IV.23)$$

$$\text{avec } v_i(t) = \frac{u_i(t+\Delta t) - u_i(t)}{\Delta t} \quad (\text{IV.24})$$

$m_i$  = masse de l'élément  
 $v_i$  = vitesse de l'élément  $i$   
 $u_i$  = déplacement de l'élément  $i$   
 $\Delta t$  = pas de temps

#### IV.2.1.2 Énergie de déformation « $E_{\text{def}_d}$ »

La mise en flexion de la dalle, et ses oscillations, se traduisent par une transformation d'énergie cinétique en énergie de déformation alors qu'aucun effort n'est appliqué. Lors d'un chargement statique ponctuel, l'énergie de déformation de la dalle pour un déplacement «  $u_i$  » au point de chargement, est égale au travail des forces extérieures «  $\delta W_{\text{ext}}$  » (figure IV.15).

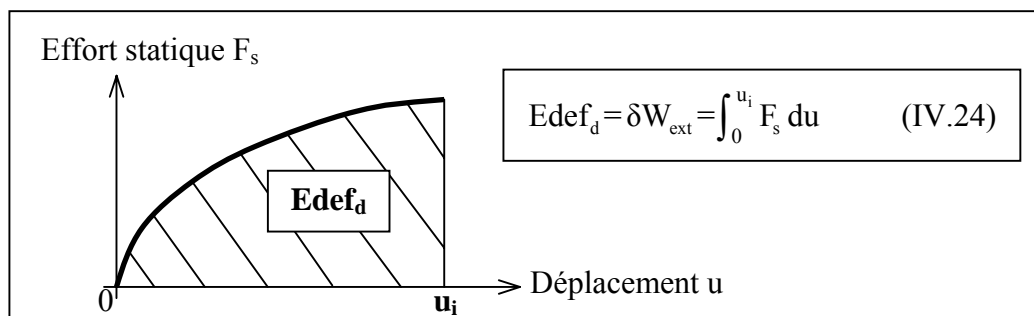


figure IV.15 : calcul de l'énergie de déformation pour un chargement statique «  $F_s$  »

Expérimentalement, il ressort des analyses du chapitre III que la déformée dynamique de la dalle a la même allure que la déformée statique à partir d'environ 3,5 ms pour les essais T4 et T5. Les déformées ayant même allure, nous pouvons considérer que l'énergie de déformation de la dalle est égale à l'énergie de déformation obtenue lors des essais statiques pour un déplacement équivalent. Dans cette similitude, les effets de vitesses ne sont pas pris en compte mais ils ont uniquement une influence sur la limite élastique des matériaux et non sur le module d'Young [BIS, 91]. Sachant que la plastification des armatures est loin d'être atteinte, seule une légère approximation sera commise sur le départ de la courbe en minorant la limite de rupture en traction du béton.

La détermination de l'énergie de déformation pour les essais T4 et T5 est effectuée à partir de l'essai statique S1 qui présente l'avantage d'avoir une courbe de chargement étendue. Lors de cet essai, la dalle était endommagée suite à un « choc exceptionnel » mais les résultats expérimentaux du chapitre III.3.5 ont mis en évidence une faible influence sur la raideur globale de la dalle. Cet essai a eu lieu au niveau du point d'impact de l'essai T4, excentré par rapport à celui de l'essai T5. Cependant, l'analyse expérimentale a montré une importance limitée des effets de bords lors des essais statiques.

Le chargement atteint lors de l'essai S1 est de 785 kN et correspond à un déplacement maximal de 11,5 mm. Les déplacements maximaux des essais T4 et T5 sont respectivement de 19,7 mm et 23,2 mm. Les armatures étant loin de leur plastification (confirmé par l'analyse numérique du chapitre V), une approximation polynomiale du 2<sup>e</sup> ordre de la courbe est effectuée afin d'extrapoler ces déplacements (figure IV.16).

#### IV Quantification des efforts et bilan énergétique des essais expérimentaux

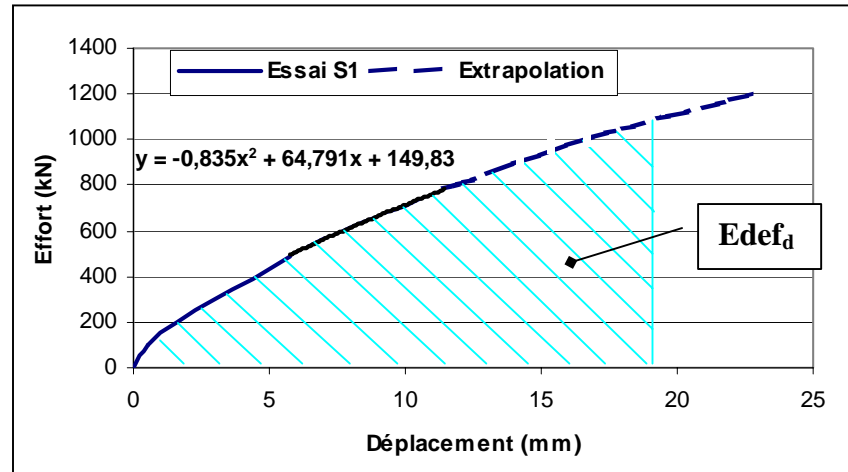


figure IV.16 : détermination de l'énergie de déformation à partir de l'essai statique S1

##### IV.2.1.3 Récapitulatif

Les graphiques de la figure IV.17 représentent l'évolution des énergies cinétique «  $E_{cd}$  », de déformation «  $E_{def_d}$  » et totale «  $E_d$  » de la dalle lors de sa mise en flexion initiale. L'énergie totale maximale que possède la dalle est de 16 kJ pour l'essai T4 et 22 kJ pour l'essai T5, ce qui représente respectivement 16 % et 12 % de l'énergie incidente.

Sur la figure IV.17-a, deux pics d'énergie cinétique sont visibles correspondant aux deux chocs dus à la forte inclinaison du bloc pour le test T4. En revanche, lors du test T5, le bloc impactant quasiment à plat, la figure IV.17-b montre un seul pic d'énergie cinétique ce qui signifie que l'essentiel de l'énergie est transmis à la dalle lors du premier choc.

Cette analyse met en évidence que l'énergie d'impact du bloc est transférée à la dalle, lors du contact, sous forme d'énergie cinétique et de déformation. Les oscillations de la dalle sont ensuite provoquées par un échange entre ces deux énergies. L'énergie totale de la dalle décroît au cours du temps à cause de l'amortissement propre des matériaux de la structure.

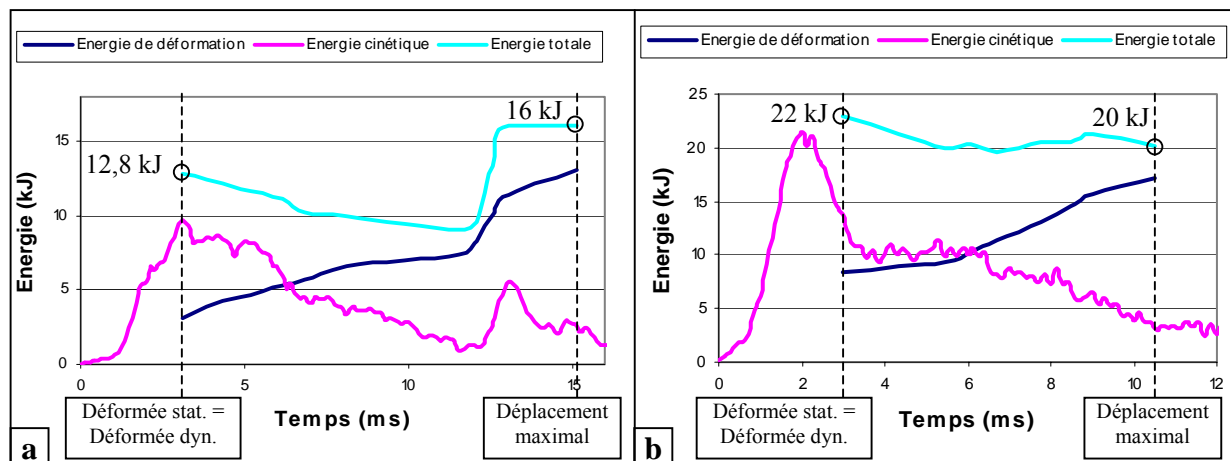


figure IV.17 : énergies expérimentales transmises à la dalle (a) pour l'essai T4 et (b) pour l'essai T5

## IV.2.2 Énergie absorbée lors du poinçonnement de la dalle « $E_{\text{poin}}$ »

Le phénomène de poinçonnement de la dalle tend à éjecter un cône de béton et donc absorbe de l'énergie. Les observations expérimentales prouvent que deux degrés d'endommagement se présentent, gouvernés par l'état des armatures d'effort tranchant :

- cas 1 : la contrainte de traction «  $\sigma_s$  » dans les armatures d'effort tranchant est à la limite élastique «  $\sigma_{se}$  », sans qu'aucune plastification n'apparaisse, et la limite de traction du béton «  $f_{bt}$  » est atteinte. Cet état correspond à un phénomène de poinçonnement peu marqué ;
- cas 2 : la limite de traction du béton «  $f_{bt}$  » est atteinte et les armatures d'effort tranchant atteignent la rupture ce qui prouve un poinçonnement important de la dalle.

La quantification de l'énergie absorbée par la fissuration du béton «  $E_{\text{poin,b}}$  », la mise en traction des armatures d'effort tranchant «  $E_{\text{poin,c}}$  » et le cisaillement des armatures de flexion (supérieures et inférieures) «  $E_{\text{poin,f}}$  » est effectuée dans ces deux cas. La limite élastique de l'acier «  $\sigma_{se}$  » est fixée à 700 MPa pour tenir compte des effets de la vitesse. Une limite de rupture «  $\varepsilon_{sr}$  » de  $20 \cdot 10^{-3}$  et un module d'Young «  $E_s$  » de 200000 MPa sont adoptés pour les armatures.

### IV.2.2.1 Énergie dissipée dans la fissuration du béton « $E_{\text{poin,b}}$ »

Le béton, comme la pierre, et beaucoup d'autres matériaux, présente un mécanisme de fissuration différent de celui des métaux lors d'un mode de rupture par traction (mode I). Ils sont caractérisés par une zone de propagation de la fracture (« *Fracture Process Zone* : *FPZ* ») dans laquelle le matériau est soumis à de légers dommages [HIL, 76] [MOM, 03]. Dans l'acier, un matériau ductile, cette zone est quasiment inexistante car la zone endommagée passe directement d'un état élastique à un état plastique. En revanche, dans le cas du béton l'écoulement plastique est quasiment inexistant et la zone non linéaire est entièrement décrite par une FPZ : ce sont des matériaux quasi-fragiles [BOR, 96] [BOR, 02]. La figure IV.18 décrit un mécanisme de propagation d'une fissure dans un matériau tel que le béton.

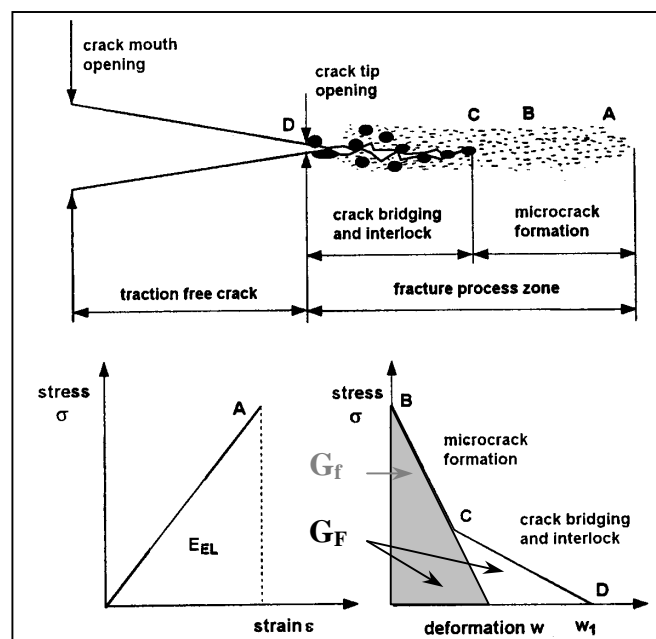


figure IV.18 : structure générale d'une FPZ dans le béton [MOM, 03]



#### IV Quantification des efforts et bilan énergétique des essais expérimentaux

Ce modèle est caractérisé par deux énergies de fissuration «  $G_F$  » et «  $G_f$  » [BAZ, 02-a] :

- «  $G_F$  », correspondant à l'aire totale sous la courbe contrainte-ouverture de fissure ( $J.m^{-2}$ ), représente l'énergie totale dissipée par mètre carré de plan de fissuration lorsque les deux surfaces fissurées sont complètement séparées en un point donné ;
- «  $G_f$  » est représentée par l'aire sous la tangente initiale à la contrainte «  $\sigma$  » prolongée jusqu'à l'axe de l'ouverture de fissure «  $w$  ».

A partir de tests rapportés depuis 1980, le comité Euro-International du Béton propose dans le CEB-FIP Model la relation (IV.25) pour déterminer  $G_F$  [CEB, 91] :

$$G_F = (0,0469 d_a^2 - 0,5 d_a + 26) \left( \frac{f'_c}{10} \right)^{0,7} \quad (IV.25)$$

avec  $f'_c$  = résistance moyenne du béton à la compression (en MPa)  
 $d_a$  = diamètre du plus gros granulat (en mm)

Z. P. Bazant [BAZ, 02-b] préconise la formulation (IV.26), à partir d'une base de données de 238 tests extraite de la littérature :

$$G_F = 2,5 \alpha_0 \left( \frac{f'_c}{0,051} \right)^{0,46} \left( 1 + \frac{d_a}{11,27} \right)^{0,22} \left( \frac{w}{c} \right)^{-0,30} \quad (IV.26)$$

avec  $\alpha_0 = 1$  pour les granulats roulés  
 $\alpha_0 = 1,44$  pour les granulats concassés  
 $w/c$  = rapport quantité d'eau sur quantité de ciment

Z. P. Bazant propose également l'équation (IV.27) donnant la valeur de l'ouverture de fissure en fonction de l'énergie de fissuration :

$$w_f = \frac{5,6 G_F}{f_{bt}} \quad (IV.27)$$

avec  $f_{bt}$  = résistance moyenne du béton à la traction  
 $w_f$  = ouverture de fissure à la rupture

Les graphiques de la figure IV.19 comparent les énergies de fissuration «  $G_F$  » données par la formule du CEB-FIP Model et de Z. P. Bazant, avec des granulats concassés, en fonction du diamètre du plus gros granulat «  $d_a$  » et de la résistance moyenne à la compression du béton «  $f'_c$  ». La constatation majeure qui en ressort est que le CEB-FIB accorde une plus grande influence à «  $d_a$  » que la formulation de Z. P. Bazant. Des écarts de l'ordre de 50 % apparaissent dès que «  $d_a$  » est supérieur à 40 mm. Les différences avec la variation de «  $f'_c$  » restent limitées (inférieures à 13 %) pour des bétons standards avec une résistance à la compression comprise en 25 et 45 MPa.

Au final, l'énergie dissipée dans la fissuration du béton que nous retenons est une valeur moyenne entre les résultats obtenus par la formulation de Z. P. Bazant et par le CEB-FIP Model.

#### IV Quantification des efforts et bilan énergétique des essais expérimentaux

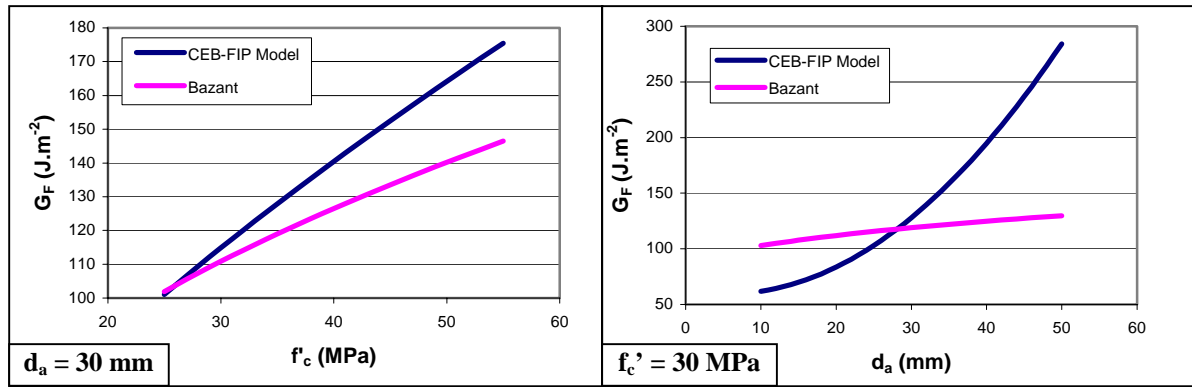


figure IV.19 : comparaison de l'énergie de fissuration «  $G_F$  » (mode I) obtenue avec le CEB-FIP Model et la formulation de Bazant en fonction de «  $d_a$  » et de «  $f'_c$  »

Dans le cas 1 ou le cas 2 décrits précédemment, la limite en traction du béton est atteinte. Connaissant la surface de fissuration du béton «  $S_f$  », correspondant à l'aire du cône de poinçonnement (surface inclinée), et l'énergie de fissuration «  $G_F$  », l'énergie dissipée par la fracturation du béton «  $E_{\text{poin},b}$  » est calculée par l'équation (IV.28).

$$E_{\text{poin},b} = S_f G_F \quad (\text{IV.28})$$

Le tableau IV.7 récapitule les énergies de fissuration et dissipées par la fracturation du béton lors de la formation d'un cône de poinçonnement pour les zones impactées lors des essais T4 (zone réparée) et T5.

Essai	Caractéristiques dynamiques			Energie de fissuration (J.m <sup>-2</sup> )			$S_f$ (m <sup>2</sup> )	$E_{\text{poin},b}$ (J)
	$f_{bc}$ (MPa)	$d_a$ (mm)	w/c	Bazant	CEB-FIB	Moyenne		
T4	48,2	30	0,5	138	160	149	0,70	100
T5	40,5	30	0,5	142	127	135	0,70	90

tableau IV.7 : énergie dissipée lors du poinçonnement par la fissuration du béton pour les essais T4 et T5

##### IV.2.2.2 Énergie absorbée dans la traction des armatures d'effort tranchant « $E_{\text{poin},c}$ »

La création du cône de poinçonnement génère une mise en traction des armatures d'effort tranchant. La longueur d'armatures mise en traction «  $l_c$  » est égale à l'épaisseur de la dalle moins les couches d'enrobage et l'épaisseur des deux lits d'armatures supérieur et inférieur. Les différents calculs effectués considèrent que la fissure inclinée de poinçonnement passe au milieu de l'armature.

###### IV.2.2.2.1 Cas 1 : énergie élastique « $E_{\text{poin},c1}$ » absorbée par les armatures d'effort tranchant

Nous faisons l'hypothèse que la limite élastique des cadres «  $\sigma_{se}$  » est juste atteinte au milieu de l'armature. Pour déterminer l'énergie absorbée, il est nécessaire de connaître l'évolution des contraintes et des déformations le long d'une armature. L'Eurocode 2 [EC2, 03], dans le chapitre « Ancrage des armatures longitudinales », permet de déterminer la longueur d'ancrage «  $l_{anc}$  » ou la diminution de la contrainte de traction «  $\Delta\sigma_s$  » le long de l'armature [équation (IV.29)].

$$l_{anc} = \frac{\phi \Delta\sigma_s}{4 f_{bd}} \quad (\text{IV.29})$$

avec  $\phi$  = diamètre de l'armature

#### IV Quantification des efforts et bilan énergétique des essais expérimentaux

$$\Delta\sigma_s = \text{variation de contrainte le long de l'armature}$$

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (\text{contrainte d'adhérence}) \quad (IV.30)$$

$\eta_1 = 1$  : coefficient lié aux contraintes d'adhérence

$\eta_2 = 1$  : coefficient lié au diamètre de la barre

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (IV.31)$$

$$\alpha_{ct} = 1$$

$$\gamma_c = 1,15$$

$$f_{ctk,0.05} = 0,7 f_{ctm}$$

$f_{ctm}$  = résistance moyenne en traction directe du béton

Connaissant «  $\sigma_s$  », il est possible de déterminer l'évolution des déformations «  $\varepsilon_s$  » comme indiqué sur la figure IV.20.

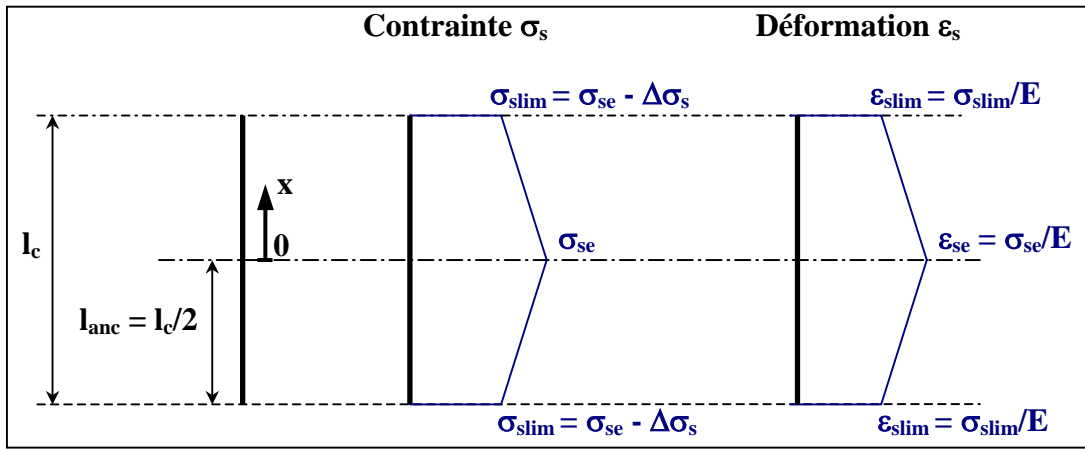


figure IV.20 : évolution des contraintes et des déformations dans une armature d'effort tranchant lorsque la limite élastique «  $\sigma_{se}$  » est atteinte

L'allongement «  $\Delta l_c$  » est donné par l'équation (IV.32) en intégrant les déformations sur la longueur «  $l_c$  » de l'armature.

$$\Delta l_c = 2 \int_0^{l_c/2} \varepsilon_s dx \quad (IV.32)$$

L'énergie «  $dU$  » absorbée par un volume unitaire d'armature est obtenue avec l'équation (IV.33), ce qui permet de déduire l'énergie totale «  $E_{\text{poin},c1}$  » absorbée par une armature [équation (IV.34)].

$$dU = \int_0^{\varepsilon_s} \sigma_s d\varepsilon_s \quad (IV.33)$$

$$E_{\text{poin},c} = 2 \frac{\pi \phi^2}{4} \int_0^{l_c/2} dU \quad (IV.34)$$

##### IV.2.2.2.2 Cas 2 : énergie « $E_{\text{poin},c2}$ » absorbée lors de la rupture des armatures d'effort tranchant

Un raisonnement similaire au précédent est appliqué en considérant un comportement bilinéaire de l'armature avec une limite de rupture «  $\sigma_{sr}$  » et un allongement à la rupture «  $\varepsilon_{sr}$  » ayant pour valeur :

- $\sigma_{sr} = 1,08 \sigma_{se}$  (d'après l'Eurocode 2),
- $\varepsilon_{sr} = 20.10^{-3}$ .

#### IV Quantification des efforts et bilan énergétique des essais expérimentaux

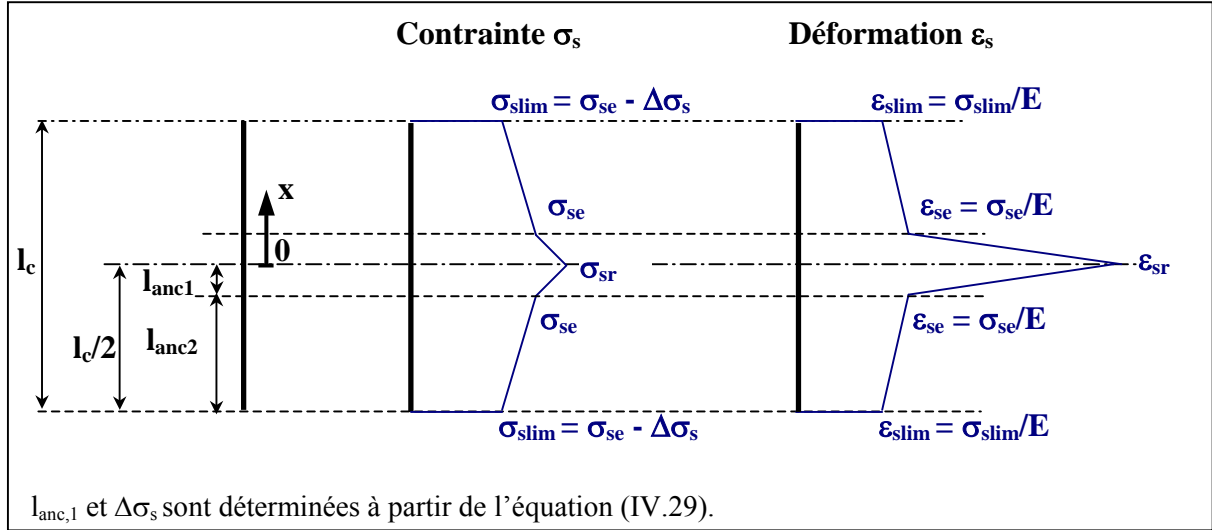


figure IV.21 : évolution des contraintes et des déformations dans une armature d'effort tranchant lorsque la limite de rupture «  $\sigma_{sr}$  » est atteinte

Les allongements «  $\Delta l_{anc1}$  » et «  $\Delta l_{anc2}$  », respectivement des longueurs «  $l_{anc1}$  » et «  $l_{anc2}$  », lors de la rupture de l'armature sont donnés par les équations (IV.35) et (IV.36). La somme de «  $\Delta l_{anc1}$  » et «  $\Delta l_{anc2}$  » donne l'allongement total «  $\Delta l_c$  » de l'armature.

$$\Delta l_{anc1} = 2 \int_0^{l_{anc1}} \varepsilon_s dx \quad (IV.35)$$

$$\Delta l_{anc2} = 2 \int_{l_{anc1}}^{l_c/2} \varepsilon_s dx \quad (IV.36)$$

Les énergies absorbées «  $E_{anc1}$  » et «  $E_{anc2}$  » par les allongements respectifs «  $\Delta l_{anc1}$  » et «  $\Delta l_{anc2}$  » d'une armature sont déterminées par les équations (IV.37) et (IV.38).

$$E_{anc1} = 2 \frac{\pi \phi^2}{4} \int_0^{l_{anc1}} dU \quad (IV.37)$$

$$E_{anc2} = 2 \frac{\pi \phi^2}{4} \int_{l_{anc1}}^{l_c/2} dU \quad (IV.38)$$

L'énergie totale «  $E_{poin,c}$  » absorbée par une armature est donnée par la somme de ces deux quantités.

##### IV.2.2.2.3 Applications numériques

Le tableau IV.8 récapitule les énergies absorbées par les armatures d'effort tranchant coupant la fissure du cône de poinçonnement pour les tests T4 et T5. Au total, 34 armatures sont sollicitées sur une longueur «  $l_c$  » de 0,174 m.

Essai	$\phi$ (mm)	Cas	$f_{bd}$ (MPa)	$l_{anc,1}$ (mm)	$\sigma_{slim}$ (MPa)	$\varepsilon_{slim}$ ( $\times 10^{-3}$ )	Allongement (mm)			Energie totale (J)		
							$\Delta l_{c1}$	$\Delta l_{c2}$	$\Delta l_c$	$E_{anc1}$	$E_{anc2}$	$E_{poin,c}$
T4	10	1	7,9	-	424	2,1	-	-	0,49	-	-	371
		2	7,9	17,6	480	2,4	0,41	0,41	0,82	326	901	1227
T5	8	1	7,1	-	390	2,0	-	-	0,47	-	-	230
		2	7,1	15,7	446	2,2	0,41	0,37	0,78	201	514	715

tableau IV.8 : énergies absorbées lors du poinçonnement par les armatures d'effort tranchant pour les essais T4 et T5

Nous pouvons constater, que pour les essais T4 et T5, la plastification des armatures engendre un triplement de l'énergie absorbée. L'augmentation de la section des armatures (HA 8 au lieu de HA 10) provoque un accroissement de 61 % de l'énergie totale absorbée en élasticité (cas 1) et de 72 % lorsque la rupture est atteinte (cas 2).

#### IV.2.2.3 Énergie absorbée dans le cisaillement des armatures de flexion « $E_{\text{poin},f}$ »

L'éjection du cône de poinçonnement engendre un cisaillement des armatures de flexion sur une longueur expérimentale «  $l_f$  » d'environ 5 cm (figure IV.22-a). D'après Timoshenko [TIM, 53] [TIM, 70], il est possible de calculer l'énergie de déformation emmagasinée dans un élément soumis au cisaillement pur (figure IV.22-b) par la méthode employée dans le cas de la traction simple.

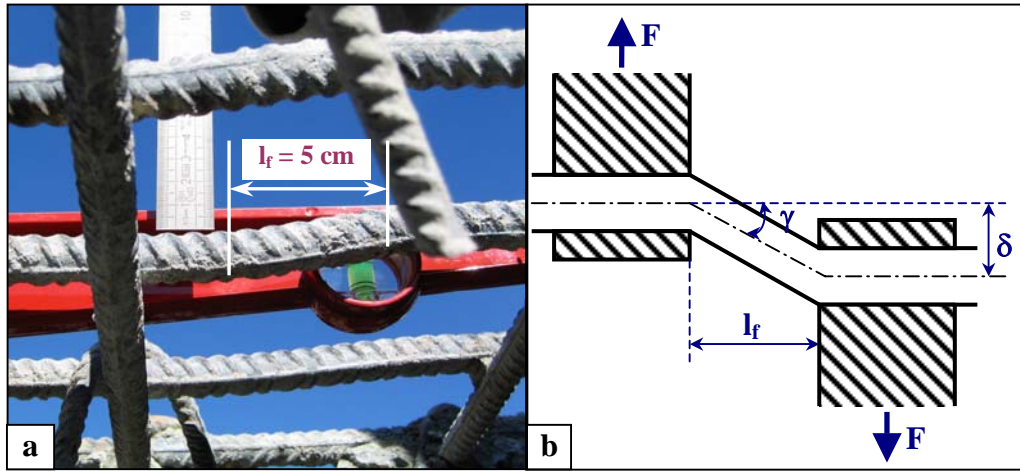


figure IV.22 : (a) longueur d'armature cisailée pour l'essai T6 et (b) schéma du cisaillement pur d'une barre

Une contrainte moyenne de cisaillement «  $\tau_{\text{moy}}$  » est considérée dans l'armature. Elle est obtenue par l'équation (IV.39) calculée à partir du cercle de Mohr des contraintes et en considérant un critère de Tresca pour déterminer la contrainte «  $\tau_{\text{max}}$  » (figure IV.23).

$$\tau_{\text{moy}} = \frac{1}{\pi R^2} \int_{-R}^R \int_{-\sqrt{R^2-y^2}}^{\sqrt{R^2-y^2}} \left[ \frac{\sigma_1}{2} \left( 1 - \left( \frac{y}{R} \right)^2 \right) \right] dx dy \quad (\text{IV.39})$$

En considérant une limite élastique  $\sigma_1 = \sigma_{\text{se}}$ , la contrainte limite moyenne élastique de cisaillement «  $\tau_{\text{moy},\text{él}}$  » est donnée, pour une barre circulaire, par l'équation (IV.40).

$$\tau_{\text{moy},\text{él}} = \frac{3}{8} \sigma_{\text{se}} \quad (\text{IV.40})$$

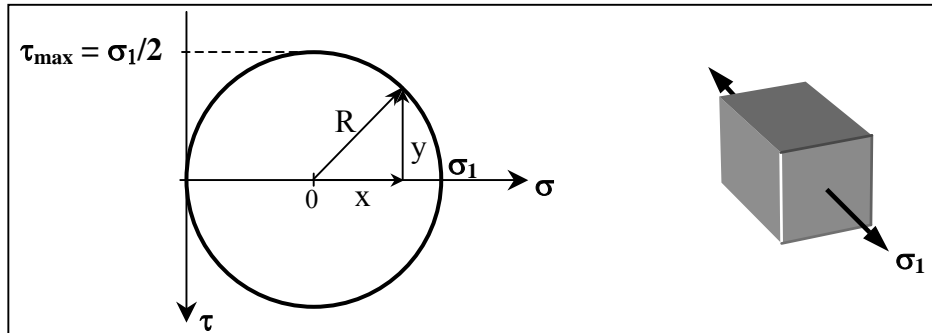


figure IV.23 : cercle de Mohr dans le cas d'un chargement uniaxial en traction

#### IV Quantification des efforts et bilan énergétique des essais expérimentaux

Les armatures longitudinales étant soudées aux armatures d'effort tranchant, le déplacement «  $\delta$  » est pris égal à l'allongement «  $\Delta l_c$  » d'un cadre ou d'une épingle (figure IV.24). Dans cette hypothèse les déformations propres du cône de poinçonnement sont négligées.

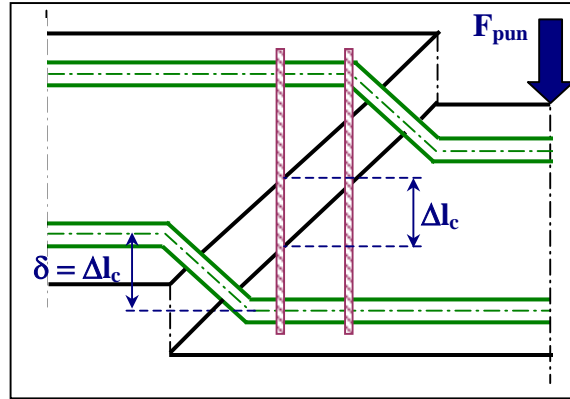


figure IV.24 : déplacement vertical «  $\delta$  » des armatures longitudinales

L'allongement limite élastique de cisaillement «  $\delta_{el}$  » est déterminé par l'équation (IV.41), en considérant une déviation d'un angle «  $\gamma$  » (figure IV.22-b) très petit.

$$\delta_{el} = \gamma_{el} l_f \quad (IV.41)$$

$$\text{avec } \gamma_{el} = \frac{\tau_{moy,el}}{G} \quad (IV.42)$$

$$G = \frac{E_s}{2(1 + \nu_s)} \quad (IV.43)$$

$\nu_s = 0,3$  : coefficient de Poisson de l'acier

Les résultats du tableau IV.9 prouvent que dans le cas 1 et le cas 2 (décrits en début de paragraphe), les armatures longitudinales atteignent leur déplacement limite élastique «  $\delta_{el}$  ». Connaissant «  $\tau_{moy,el}$  », l'énergie absorbée par une armature «  $E_{poin,f}$  » est calculée par l'équation (IV.44).

$$E_{poin,f} = \frac{\pi \phi_f^2}{4} \tau_{moy,el} \left( \delta - \frac{\delta_{el}}{2} \right) \quad (IV.44)$$

Les énergies dissipées pour l'ensemble des armatures longitudinales inférieures et supérieures cisailées, d'aire totale «  $A_f$  », sont données dans le tableau IV.9.

Essai	$A_f \text{ (cm}^2\text{)}$	$\tau_{moy,el} \text{ (MPa)}$	$\delta_{el} \text{ (mm)}$	Cas 1		Cas 2	
				$\delta \text{ (mm)}$	$E_{poin,f} \text{ (J)}$	$\delta \text{ (mm)}$	$E_{poin,f} \text{ (J)}$
<b>T4</b>	63	263	0,17	0,49	668	0,82	1222
<b>T5</b>	63	263	0,17	0,47	644	0,78	1147

tableau IV.9 : énergies absorbées lors du poinçonnement par le cisaillement des armatures inférieures et supérieures pour les essais T4 et T5

##### IV.2.2.4 Récapitulatif des différentes énergies

Le tableau IV.10 présente les énergies absorbées lors du poinçonnement de dalle par la fissuration du béton, la mise en traction des armatures d'effort tranchant et le cisaillement des armatures de flexion (armatures inférieures et supérieures).

Essai	Surface d'impact (m <sup>2</sup> )	Cas	Energie absorbée par les différents constituants (J)			Energie Totale « E <sub>poin</sub> » (J)
			Béton « E <sub>poin,b</sub> »	Armatures d'effort tranchant « E <sub>poin,c</sub> »	Armatures de flexion « E <sub>poin,f</sub> »	
T4	0,26 x 0,26 = 0,07	1	100	371	668	1139
		2	100	1227	1222	2549
T5	0,26 x 0,26 = 0,07	1	90	230	644	964
		2	90	715	1147	1952

tableau IV.10 : énergie absorbée par la formation d'un cône de poinçonnement pour les essais T4 et T5

L'énergie maximale absorbée par la création d'un cône de poinçonnement est de 2,5 kJ pour T4 et 1,95 kJ pour l'essai T5. Entre 50 % (test T4) et 70 % (test T5) de cette énergie est absorbée par le cisaillement des armatures longitudinales inférieures et supérieures. L'énergie dissipée par la fracturation du béton représente une part très faible avec 0,1 kJ pour l'essai T4 et 0,09 kJ pour le test T5. Le fait d'atteindre la rupture des armatures d'effort tranchant (cas 2) absorbe respectivement une énergie plus de deux fois supérieure par rapport à une sollicitation des armatures à leur limite élastique (cas 1).

L'étude expérimentale a montré que, pour l'essai T4, aucune armature n'avait atteint la rupture (cas 1) contrairement à l'essai T5 où plusieurs armatures avaient rompu (cas 2). Les énergies absorbées par poinçonnement lors de ces deux chocs sont donc les suivantes :

- essai T4 : 1,1 kJ,
- essai T5 : 1,95 kJ.

### IV.2.3 Énergie cinétique du bloc « E<sub>c,bloc</sub> »

Avant l'impact, le bloc possède uniquement une énergie cinétique de translation qu'il vient transférer en partie à la dalle lors du choc. Ensuite lors de son éjection, il conserve une part d'énergie qui se décompose en énergie cinétique de translation et de rotation. De plus, lors de l'impact, une partie de l'énergie incidente est également dissipée dans la fracturation du bloc. Cette quantité est néanmoins négligeable vu les valeurs d'énergie de fracturation, de l'ordre de 90 J.m<sup>-2</sup>, et des faibles surfaces de fracturation « S<sub>f</sub> » du bloc (en négligeant la fracturation interne), inférieures à 0,5 m<sup>2</sup> (figure IV.25).

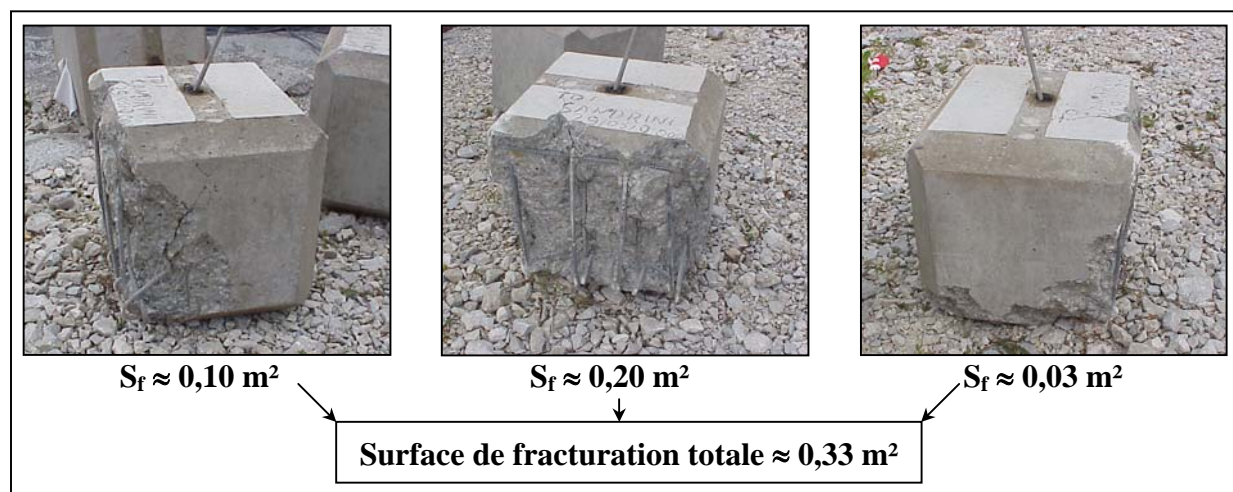


figure IV.25 : fracturation du bloc après l'essai T2



### IV.2.3.1 Énergie cinétique de translation « Ect<sub>bloc</sub> »

Les vitesses du bloc pour les essais T4 et T5 sont estimées avec les graphiques de la figure IV.26 obtenus grâce aux images de la caméra ultra-rapide. Contrairement aux graphiques utilisés pour déterminer l'effort de percussion (paragraphe IV.1.1.1), ces graphes donnent la distance totale, et non plus uniquement verticale, du centre de gravité du bloc par rapport à la dalle au repos (au niveau du point d'impact). Les composantes verticales et horizontales du déplacement du bloc sont donc considérées.

Par dérivation, les vitesses d'impact «  $v_{b0}$  » et d'éjection «  $v_{b2}$  » sont calculées. Pour le test T4, la vitesse intermédiaire «  $v_{b1}$  » entre le premier et le deuxième impact peut être également déterminée.

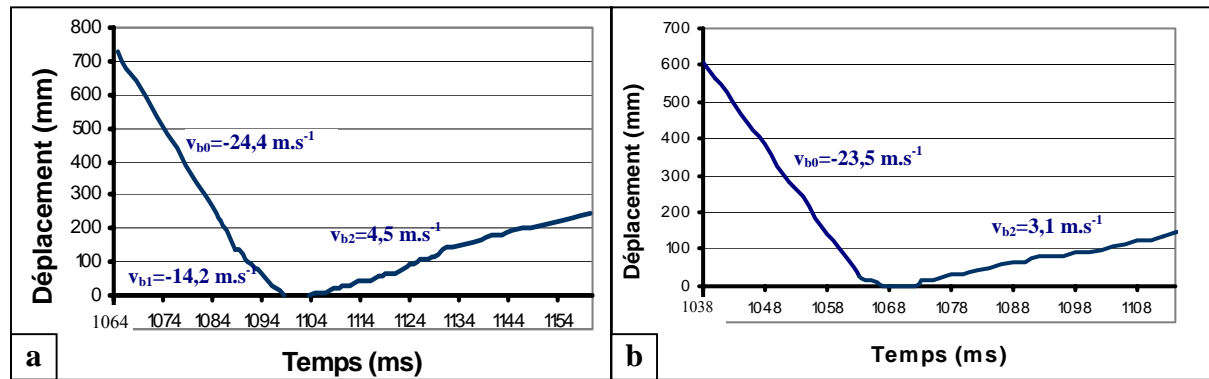


figure IV.26 : déplacement du centre de gravité du bloc (a) pour l'essai T4 et (b) pour l'essai T5

Connaissant les vitesses du bloc, son énergie cinétique de translation « Ect<sub>bloc</sub> » est déduite de l'équation (IV.45).

$$Ect_{\text{bloc}} = \frac{1}{2} m_b v_b^2 \quad (\text{IV.45})$$

avec  $m_b$  = masse du bloc  
 $v_b$  = vitesse du bloc

Le tableau IV.11 regroupe les différentes vitesses et énergies calculées pour les tests T4 et T5.

Essai	$m_b$ (kg)	Phase	$v_b$ (m.s <sup>-1</sup> )	Ect <sub>bloc</sub> (kJ)
T4	470	Impact ( $v_{b0}$ )	24,4	140
		Intermédiaire ( $v_{b1}$ )	14,2	47,4
		Ejection ( $v_{b2}$ )	4,5	4,8
T5	455	Impact ( $v_{b0}$ )	23,5	126
		Ejection ( $v_{b2}$ )	3,1	2,2

tableau IV.11 : énergie cinétique de translation du bloc « Ect<sub>bloc</sub> »

Les écarts entre l'énergie théorique d'impact, calculée à partir de la hauteur de chute du bloc, pour les essais T4 et T5, avec respectivement de 138 kJ et 134 kJ, sont dus aux imprécisions sur les vitesses ( $\pm 0,8 \text{ m.s}^{-1}$ ) et sur les hauteurs de chute.



### IV.2.3.2 Énergie cinétique de rotation « $E_{cr_{bloc}}$ »

La vitesse de rotation du bloc avant l'impact est nulle puisque le système de lâcher de bloc ne crée quasiment aucun mouvement parasite. Le bloc est donc en translation. En revanche, lors de son éjection, les films de la caméra ultra-rapide montrent que le bloc tourne sur lui-même. La vitesse de rotation «  $\omega_b$  » est difficile à estimer car l'impact n'a été filmé qu'avec une seule caméra et nous ne possédons pas une vue tridimensionnelle de l'éjection. Cependant, afin de quantifier cette vitesse pour les essais T4 et T5, nous avons mesuré le temps mis par le bloc pour faire un demi-tour (figure IV.27).

Pour l'essai T4, la vitesse de rotation du bloc entre le premier et deuxième impact est déterminée à partir des images de la caméra ultra-rapide. Un angle d'inclinaison du bloc de  $20^\circ$  par rapport à l'horizontale et un temps de rotation de 11 ms sont mesurés.

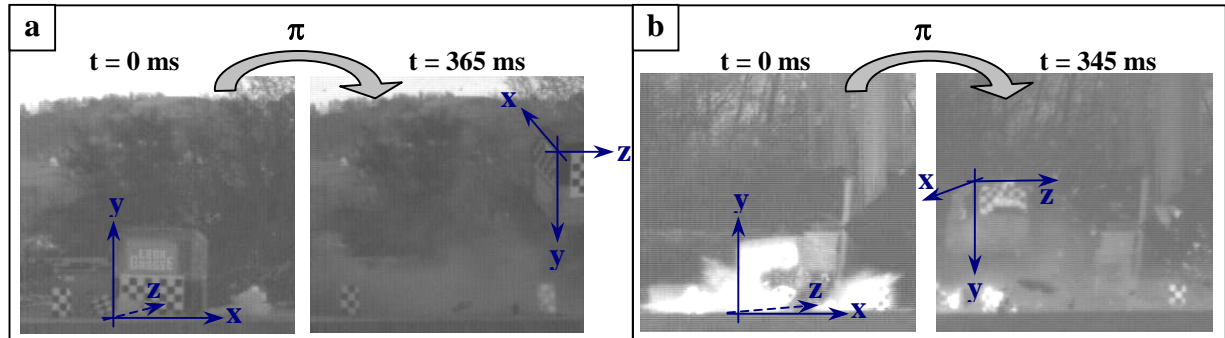


figure IV.27 : rotation du bloc après son éjection (a) pour l'essai T4 et (b) pour l'essai T5

Une fois les vitesses de rotation estimées, l'énergie cinétique de rotation «  $E_{cr_{bloc}}$  » est calculée par l'équation (IV.46).

$$E_{cr_{bloc}} = \frac{1}{2} I_G \omega_b^2 \quad (IV.46)$$

$$\text{avec } I_G = \frac{2 m_b a^2}{3} \quad (IV.47)$$

a = demi-longueur de l'arrête du bloc

Les vitesses «  $\omega_b$  » et les énergies cinétiques de rotation «  $E_{cr_{bloc}}$  » des essais T4 et T5 sont données dans le tableau IV.12.

Essai	$m_b$ (kg)	$I_G$ (kg.m <sup>2</sup> )	Phase	Angle de rotation (rad)	Temps de rotation (ms)	$\omega_b$ (rad.s <sup>-1</sup> )	$E_{cr_{bloc}}$ (kJ)
T4	470	26,35	Intermédiaire	$\pi/9$	11	31,73	13,3
			Ejection	$\pi$	365	8,61	1,0
T5	455	25,51	Ejection	$\pi$	345	9,11	1,1

tableau IV.12 : vitesses et énergies cinétiques de rotation du bloc pour les essais T4 et T5

#### IV.2.3.3 Récapitulatif

Le tableau IV.13 regroupe les variations d'énergie cinétique du bloc «  $E_{c_{\text{bloc}}}$  » au cours des tests T4 et T5.

Essai	Phase	Energie cinétique (kJ)		
		de translation « $E_{ct_{\text{bloc}}}$ »	de rotation « $E_{cr_{\text{bloc}}}$ »	totale « $E_{c_{\text{bloc}}}$ »
T4	Impact	140	0	140
	Intermédiaire	47,4	13,3	60,7
	Ejection	4,8	1	5,8
T5	Impact	126	0	126
	Ejection	2,2	1,1	3,3

tableau IV.13 : bilan des énergies cinétiques du bloc d'impact pour les essais T4 et T5

Le bloc, après son éjection, conserve une énergie cinétique comprise entre 4 % (essai T4) et 3 % (essai T5) de son énergie incidente. Cette énergie correspond au rebond du bloc sur la dalle ce qui démontre que le choc n'est pas parfaitement mou. La part de l'énergie de rotation du bloc est non négligeable puisqu'elle représente 17 % de l'énergie cinétique après éjection pour le test T4 et 33 % pour le test T5.

Pour le test T4, le bloc conserve 44 % de son énergie incidente entre le premier et le deuxième impact ce qui explique l'importance de l'effort de percussion dû au deuxième choc (tableau IV.1).

#### IV.2.4 Énergie de déformation des appuis fusibles « $E_{\text{app}}$ »

En élasticité, l'énergie de déformation d'un tube «  $E_{\text{app,él}}$  » soumis à un effort de compression simple «  $P_{\text{app}}$  » et s'enfonçant de «  $\delta_{\text{app}}$  » est égale au travail des forces extérieures [équation (IV.48)].

$$E_{\text{app,él}} = \frac{1}{2} P_{\text{app}} \delta_{\text{app}} \quad (\text{IV.48})$$

Lorsque le cloquage d'un appui est atteint, les recherches menées par T. Wierzbicki et S.U. Bhat [WIE, 86] montrent que l'énergie de déformation «  $E_{\text{app}}$  » peut être obtenue par la formule (IV.49).

$$E_{\text{app}} = P_m \delta_e \quad (\text{IV.49})$$

$$\text{avec } \delta_e = \frac{L_0 - L_r}{n} \quad (\text{IV.50})$$

$\delta_e$  = enfoncement par lobe

$L_0$  = hauteur initiale du tube

$L_r$  = hauteur résiduelle du tube

$n$  = nombre de lobes

$P_m$  = charge limite moyenne d'enfoncement (figure IV.28)

La charge limite moyenne d'enfoncement en statique «  $P_m$  » a été déterminée expérimentalement dans le chapitre III.2.1.3, ainsi que sa valeur en dynamique «  $P_{m,\text{dyn}}$  ». Les enfoncements des appuis, pour l'essai T4, ont aussi été estimés dans ce chapitre par l'intermédiaire d'une modélisation sous le logiciel Robot et des mesures des capteurs d'effort.

#### IV Quantification des efforts et bilan énergétique des essais expérimentaux

Les enfoncements des trois appuis cloqués lors du test T3 en rive sont également disponibles. L'énergie de déformation des appuis sera donc calculée pour le test T4, représentant un choc en travée, et le test T3 (choc en rive).

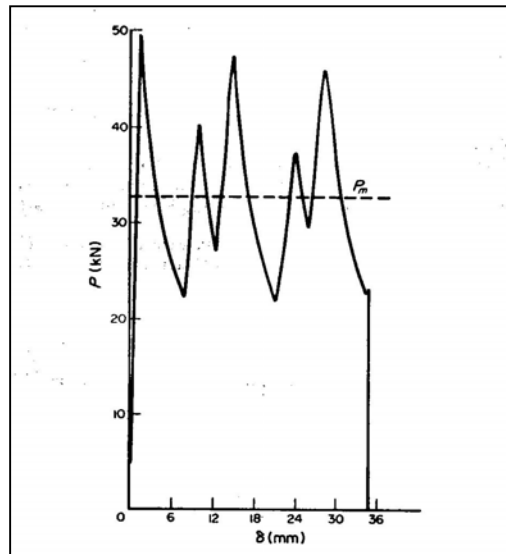


figure IV.28 : courbe caractéristique d'un essai de compression sur un tube [WIE, 86]

##### IV.2.4.1 Choc « exceptionnel » en travée – Essai T4

La modélisation ayant révélé qu'aucun appui n'avait été plastifié, l'énergie de déformation «  $E_{app,él}$  » peut donc être calculée à partir de l'équation (IV.48). Le tableau IV.14 récapitule les efforts et enfoncements maximaux ainsi que les énergies absorbées par une ligne d'appui lors du test T4.

Appuis <sup>(1)</sup>	$P_{app}$ (kN)	$\delta_{app}$ (mm)	$E_{app,él}$ (J)
1	37,4	0,20	3,7
2	153,3	0,82	62,9
3	224,4	1,20	134,6
4	207,0	1,11	114,9
5	148,7	0,80	59,5
6	107,2	0,58	31,1
7	65,2	0,35	11,4
8	40,6	0,22	4,5
9	27,5	0,15	2,1
10	12,5	0,07	0,4
11	0,0	0,00	0,0
			<b>Total = 425</b>

<sup>(1)</sup> voir schéma ci-contre

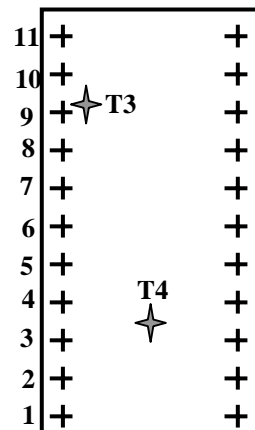


tableau IV.14 : énergie absorbée par une ligne d'appui fusible lors du test T4

Par symétrie, l'énergie totale élastique absorbée «  $E_{app,él}$  » par les appuis lors du choc T4 est d'environ 850 J. L'essai T5 a eu lieu en travée et avec une énergie équivalente : «  $E_{app,él}$  » pour cet essai sera donc aussi considérée comme étant égale à 850 J.

#### IV.2.4.2 Choc « exceptionnel » en rive – Essai T3

L'essai T3 a entraîné le cloquage de trois appuis fusibles. L'énergie dissipée «  $E_{app}$  » est calculée à partir de l'équation (IV.49) et des enfoncements relevés expérimentalement. Le tableau IV.15 regroupe les résultats.

Appuis <sup>(1)</sup>	$P_{m,dyn}$ (kN)	$\delta_{app}$ (mm)	$E_{app}$ (kJ)
10	253	12,5	3,16
9	253	21,5	5,44
8	253	12,5	3,16
<sup>(1)</sup> voir schéma du tableau IV.14			<b>Total = 11,8</b>

tableau IV.15 : énergie dissipée par les trois appuis cloqués lors de l'essai T3

Le cloquage de trois appuis fusibles dissipe une énergie de 11,8 kJ alors que l'enfoncement élastique de 22 appuis lors de l'essai T4 n'avait absorbé que 0,85 kJ. Pour les chocs en rive l'énergie absorbée par les appuis sollicités dans leur domaine élastique peut donc être négligée devant l'énergie dissipée par l'endommagement des appuis cloqués.

L'endommagement de seulement trois appuis fusibles dissipe 9 % de l'énergie incidente (135 kJ). Leur capacité d'absorption d'énergie est donc importante et permet de compenser la faible énergie absorbée par la mise en flexion de la dalle lors des chocs en rive.

#### IV.2.5 Bilan énergétique

Les énergies calculées dans les paragraphes précédents sont récapitulées dans le tableau IV.16.

Énergie (kJ)	Désignation	Référence	Essai T4	Essai T5
<b>Théorique incidente (mgh)</b>	$E_{imp}$	-	138	134
<b>Transmise à la dalle</b>	$E_d$	§ IV.2.1	16	22
<b>Absorbée par poinçonnement</b>	$E_{poin}$	§ IV.2.2	1,1	1,95
<b>Cinétique du bloc après éjection</b>	$E_{cbloc}$	§ IV.2.3	5,8	3,3
<b>Absorbée par les appuis fusibles</b>	$E_{app,él}$	§ IV.2.4	0,85	0,85
<b><math>E_d + E_{poin} + E_{cbloc} + E_{app,él}</math></b>	$E_{totale}$	-	23,8	28,1
<b>Dissipée lors du contact (<math>E_{imp} - E_{totale}</math>)</b>	$E_{contact}$	-	114,2	105,9

tableau IV.16 : bilan énergétique des essais T4 et T5

La part d'énergie absorbée par le poinçonnement de la dalle est relativement faible par rapport à l'énergie transférée à la dalle (entre 7 et 9 %). Le poinçonnement est donc un phénomène qui peut endommager très fortement la dalle localement mais dissipe peu d'énergie par rapport à la mise en flexion de la dalle. Pour des chocs en travée, lorsque les appuis sont sollicités en élasticité, leur dissipation d'énergie reste faible avec seulement 0,85 kJ. En revanche, leur contribution prend une part importante dès lors que le cloquage apparaît (11,8 kJ pour un choc en rive).

Le bilan énergétique révèle qu'une part importante de l'énergie d'impact est dissipée lors du contact entre le bloc et la dalle. Les phénomènes se produisant durant cette phase sont méconnus et la littérature abordant ces mécanismes de dissipation pour le matériau béton est

#### IV Quantification des efforts et bilan énergétique des essais expérimentaux

très limitée. Une liste, non exhaustive, des différents phénomènes se produisant lors de la phase de contact est néanmoins établie :

- Une déstructuration du béton de surface : le volume de béton directement sous la surface d'impact est soumis à une pression très sévère et peut être considéré comme confiné par le reste du béton de la dalle [BUR, 01]. Un phénomène de compaction se produit dissipant de l'énergie par déstructuration du matériau.

Ce mécanisme est fortement exothermique et une quantification par un équivalent calorifique peut être tentée. Expérimentalement, lors du test T6, une augmentation de température de 5 K de la surface d'impact de la dalle avait été constatée. La baisse de température avait été rapide puisque 5 minutes après le choc la zone impactée avait retrouvé sa température initiale indiquant qu'une faible épaisseur de dalle devait être concernée. Une estimation donnant uniquement un ordre d'idée de l'énergie «  $\Delta E_{ch}$  » dissipée par ce phénomène peut être effectuée. La montée en température «  $\Delta \theta$  » d'un volume de béton «  $V_{bc}$  » ayant pour aire la surface d'impact et une épaisseur correspondant à la couche d'enrobage de la dalle est considérée. L'équation (IV.51) donne une énergie consommée d'environ 19 kJ. Cette énergie calorifique peut donc rapidement prendre des valeurs importantes mais reste difficilement quantifiable.

$$\Delta E_{ch} = V_{bc} \Delta \theta c_{vb} \quad (IV.51)$$

avec  $V_{bc} = 0,07 \text{ m}^2 \times 0,023 \text{ m}$

$$\Delta \theta = 5 \text{ K}$$

$$c_{vb} = \text{chaleur volumique du béton} = 2300 \text{ kJ.m}^{-3}.\text{K}^{-1}$$

- Des frottements internes : des glissements très rapides se produisent entre les armatures et le béton ainsi que des frottements béton-béton lors de la création de fissures. Ces mécanismes génèrent un échauffement dissipant de l'énergie [LUO, 03].
- Une transmission d'ondes élastiques : selon Tillet [TIL, 54] [REE, 85], pour des impacts sur des plaques en plastique, l'énergie dissipée sous cette forme dépend des constantes élastiques du matériau et est négligeable.
- Une énergie dissipée due aux comportements viscoélastiques des matériaux de la dalle et du bloc et également des patins en néoprène sous les appuis fusibles [KUW, 87] [HER, 95] [BRI, 96].
- Une émission d'énergie acoustique : le bruit intense généré lors de l'impact diffuse de l'énergie. Cette dissipation est néanmoins négligeable devant les autres phénomènes.
- ...

Malgré ses nombreux mécanismes de dissipation, l'énergie cinétique conservée lors de l'éjection du bloc prouve que le choc n'est pas parfaitement mou. Un coefficient de restitution global calculé à partir des énergies de la dalle et du bloc avant et après éjection, afin de se ramener au schéma d'un choc de solides indéformables, peut être estimé. Le coefficient «  $e$  » donné par l'équation (IV.52) prend en compte les phénomènes dissipatifs lors du choc, par poinçonnement et dans les appuis.

$$e = \frac{E_{c_{\text{bloc},0}} - E_{d,0}}{E_{c_{\text{bloc}}'} - E_d'} \quad (IV.52)$$

avec  $E_{c_{\text{bloc},0}}$  et  $E_{d,0}$  = énergies du bloc et de la dalle avant choc,  
 $E_{c_{\text{bloc}}'}$  et  $E_d'$  = énergies du bloc et de la dalle après éjection.

Une valeur de 0,07 et de 0,14 est trouvée respectivement pour les essais T4 et T5 donnant un coefficient moyen de 0,1.

### IV.3 SYNTHÈSE

Ce chapitre a mis en évidence que l'effort de percussion exercé par le bloc sur la dalle durant la phase de contact dépend de nombreux paramètres : rigidité de la dalle, inclinaison du bloc, masse et vitesse de l'impacteur. L'analyse expérimentale a néanmoins permis d'évaluer, à partir de la variation de la quantité de mouvement du bloc, des temps de contact de l'ordre de 3,5 ms et des efforts de percussion compris entre 2,1 et 2,8 MN pour un choc à 135 kJ à mi-travée.

Une comparaison avec la résistance au poinçonnement de la dalle calculée par la méthode de Menétrey, en prenant en compte les phénomènes dynamiques, a montré qu'un dépassement de cette résistance se traduisait par une rupture d'armatures d'effort tranchant. Un moyen efficace d'accroître la résistance au poinçonnement est donc d'augmenter le taux d'armatures d'effort tranchant. L'utilisation de béton de fibres polypropylènes ou métalliques semble également, d'après la littérature, être une méthode efficace.

L'estimation des énergies transférées à la structure prouve que le bloc transmet à la dalle une énergie comprise entre 12 et 16 % de son énergie incidente pour un choc à mi-travée. Cette énergie se retrouve sous forme d'un échange entre énergie cinétique et de déformation durant les oscillations de la dalle. Le phénomène de poinçonnement, bien qu'engendrant des dommages locaux importants, absorbe une faible quantité d'énergie par rapport à la mise en flexion de la dalle. Les appuis ont une influence dans l'absorption de l'énergie d'impact uniquement lorsqu'un cloquage apparaît, c'est-à-dire pour les chocs en rive.

Cette analyse a également mis en exergue que le choc ne pouvait être considéré comme parfaitement mou. Un coefficient de restitution, calculé à partir des énergies de la dalle et du bloc avant et après éjection, a été estimé à environ 0,1.

Ce chapitre a permis de quantifier les sollicitations appliquées à la structure et les énergies transférées à la dalle lors d'un choc. Ces résultats serviront de référence afin de développer et caler des modèles simulant les essais expérimentaux.



# **V MODÉLISATIONS NUMÉRIQUE ET SIMPLIFIÉE DES ESSAIS**





Cette partie a pour objectif de développer des méthodes et outils afin de dimensionner les dalles des pare-blocs structurellement dissipants. Deux modélisations différentes du choc entre le bloc et la dalle sont utilisées : un modèle par élément finis et un modèle mécanique simplifié. L'idée directrice est de créer des modèles économiques en temps de calcul et permettant de tester facilement différentes configurations de dalle. Les résultats fournis devront permettre de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement et lors de sa mise en flexion. Ce chapitre s'inscrit donc directement dans l'axe d'étude concernant le développement de méthodes de calcul simplifiées applicables en bureau d'études.

### V.1 MODÉLISATION PAR ÉLÉMENTS FINIS

#### V.1.1 Objectifs et présentation du code de calcul

D'après la bibliographie du chapitre II.1.3.4, les simulations numériques déjà effectuées [BER, 04] [HEN, 03] des essais de chocs sur une dalle PSD ont nécessité des modèles complexes entraînant des temps de calcul importants. L'objectif de ces modélisations était de simuler en détail le comportement de la structure : fissuration de la dalle et du bloc, déformations dans chaque armature, comportement des appuis. L'extrapolation de ces modèles pour des chocs avec des hauteurs et des positions différentes n'a pas été faite. En effet, elles étaient soit trop longues à mettre en œuvre soit impossibles car seule une partie de la structure était représentée.

Concernant les simulations présentées dans cette partie, leur but est d'être simples et peu coûteuses en temps de calcul afin de pouvoir tester facilement des chocs en différentes positions et avec divers niveaux d'énergie. Les grandeurs caractéristiques recherchées sont celles qui permettent de dimensionner la dalle, à savoir : les déplacements maximaux de la dalle, les déformations dans les armatures, l'effort de contact exercé par le bloc sur la dalle et les réactions d'appuis. Seule la première demi-période de la dalle sera donc étudiée afin de limiter les temps de calcul. Cette modélisation devra également permettre d'affiner la compréhension des phénomènes se produisant lors du choc et qui ont été mis en évidence expérimentalement. De plus ce modèle numérique servira à caler des éléments d'un modèle simplifié décrit ultérieurement.

Le modèle numérique sera dans une première phase calé à partir des tests statiques effectués avant et après choc, puis comparé en dynamique aux essais expérimentaux d'impact. Le code de calcul à notre disposition est le logiciel ANSYS 7.1 comportant des éléments spécifiques pour le béton armé et effectuant des analyses statiques et des calculs implicites en dynamique (analyse transitoire).

#### V.1.2 Description des modèles numériques

La création d'une simulation numérique sous le logiciel ANSYS passe par la définition des paramètres suivants :

- le type d'élément, qui dépend des caractéristiques mécaniques de l'objet que l'on souhaite représenter,
- les propriétés des matériaux constituant les différents éléments (élasticité, plasticité, critère de rupture,...),
- la géométrie et le maillage de la structure,
- le type de chargement appliqué et les conditions aux limites,
- le type d'analyse effectué (dynamique, statique, linéaire, non linéaire,...).

Les paramètres choisis pour simuler les essais statiques et de choc sont décrits dans la suite de ce paragraphe. Le listing des commandes sous ANSYS pour la simulation de l'essai d'impact T5 est fourni dans l'annexe A4.

### V.1.2.1 Types d'élément

#### V.1.2.1.1 Dalle et bloc d'impact

L'élément solide en trois dimensions SOLID65 est utilisé pour modéliser le béton du bloc et de la dalle avec ou sans armatures. Il est défini par huit nœuds ayant chacun trois degrés de liberté en translation (figure V.1-a). Un taux d'armatures peut être défini dans trois directions différentes. L'élément est capable de se déformer plastiquement, de se fissurer dans les trois directions, de s'écraser et il peut représenter le fluage. Les armatures peuvent reprendre uniquement des efforts de compression ou de traction mais pas de cisaillement. Elles sont aussi capables de se déformer plastiquement et de fluer. Les armatures peuvent être modélisées par homogénéisation (« *smeared* ») dans l'ensemble de l'élément selon une relation donnée au paragraphe V.1.2.2.1.

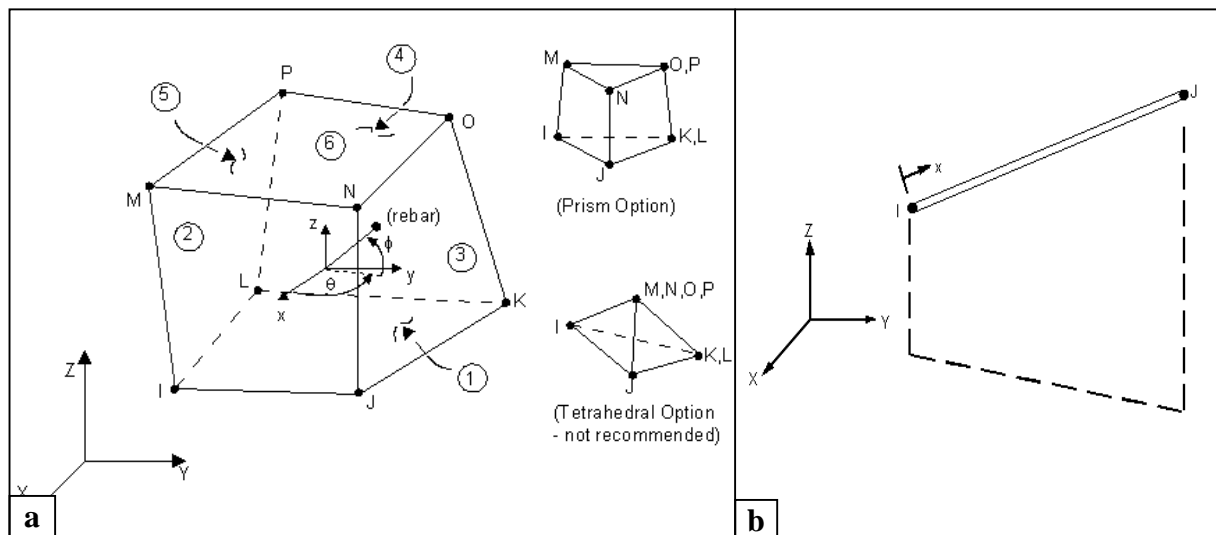


figure V.1 : (a) élément béton armé SOLID65 - (b) élément LINK8 et LINK10 [ANS, 98]

#### V.1.2.1.2 Appuis fusibles

Les appuis fusibles sont supposés élasto-plastiques parfaits et ils doivent autoriser le soulèvement de la dalle. Ils sont représentés par des éléments barre de type LINK8 et LINK10 mis en série (figure V.2). Les LINK10 travaillent soit en compression soit en traction mais jamais en flexion. Le soulèvement des appuis est donc pris en compte en faisant fonctionner l'élément uniquement en compression. L'inconvénient est que cet élément a un comportement purement élastique. La plastification des appuis est simulée en ajoutant en série un élément LINK8 ayant un comportement élasto-plastique et travaillant en compression et en traction. Ces deux éléments sont définis par deux nœuds ayant trois degrés de liberté en translation (figure V.1-b).

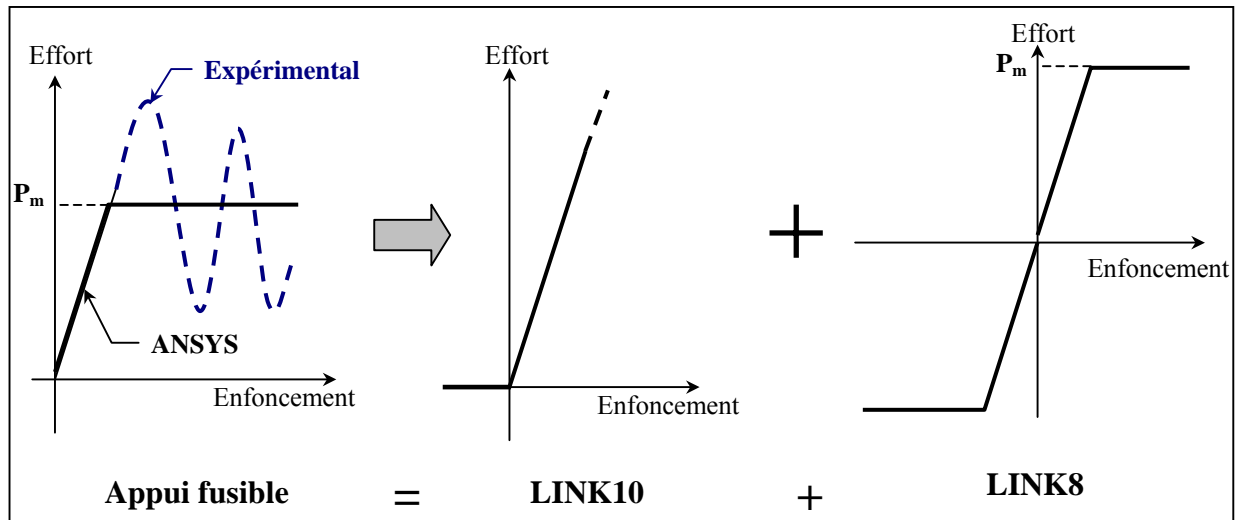


figure V.2 : modélisation d'un appui fusible sous ANSYS

#### V.1.2.1.3 Élément de contact

Lors de la simulation d'impact, un élément de contact doit être défini afin de représenter l'interpénétration des deux corps. Cet élément a une influence importante sur le comportement de la structure après choc (choc plus ou moins mou). La surface de contact entre le bloc et la dalle est définie par l'élément CONTAC49. L'élément possède 5 nœuds ayant chacun trois degrés de liberté en translation. Le contact se produit lorsqu'un nœud de la surface « contact » (bloc) pénètre dans la surface « cible » (dalle), comme indiqué sur la figure V.3. Une raideur de contact « KN » normale à la surface « cible », est utilisée dans la méthode de pénalité pour déterminer les efforts de contact. « KN » a pour unité le  $\text{N.m}^{-1}$ .

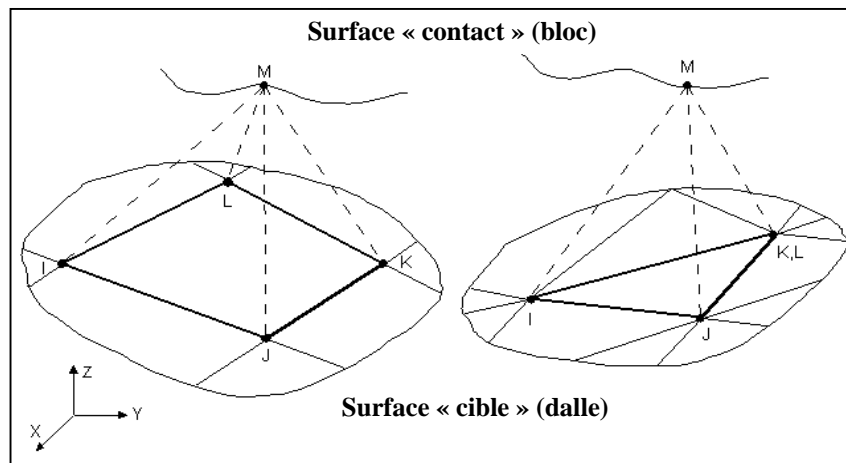


figure V.3 : élément de contact CONTAC49 [ANS, 98]

#### V.1.2.2 Propriétés des matériaux

Le récapitulatif des propriétés des différents matériaux, énumérées ci-après, est donné dans le tableau V.2 à la fin de ce chapitre.

##### V.1.2.2.1 Béton armé de la dalle

Le modèle du matériau béton permet de prédire la fissuration et l'écrasement d'un matériau fragile. Les paramètres d'entrée obligatoires pour le définir sont les suivants :

## V Modélisations numérique et simplifiée des essais

- le module d'élasticité «  $E_b$  »,
- la résistance à la compression «  $f_{bc}$  »,
- la résistance à la traction «  $f_{bt}$  »,
- le coefficient de Poisson «  $\nu_b$  »,
- les coefficients de transfert des efforts de cisaillement après ouverture «  $\beta_t$  » et re-fermeture de fissure «  $\beta_c$  ».

La courbe contraintes-déformations du béton en compression peut également être définie. A. F. Barbosa et al. [BAR, 98] préconisent d'utiliser un modèle multilinéaire isotrope avec un critère de plasticité de von Mises plutôt qu'un critère de Drucker-Prager par exemple.

La relation contraintes-déformations (figure V.4-a) est obtenue à partir des résultats des essais de compression sur les éprouvettes cylindriques ( $\phi = 16$  cm,  $h = 32$  cm) et des relations données [équation (V.1)] dans l'Eurocode 2 [EC2, 03].

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (V.1)$$

$$\text{avec } \eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (V.2)$$

$$k = 1,05 E_{cm} \frac{|\varepsilon_c|}{f_{cm}} \quad (V.3)$$

$E_{cm} = 30700$  MPa : module d'élasticité expérimental du béton

$f_{cm} = 30$  MPa : résistance expérimentale moyenne à la compression du béton

$\varepsilon_{c1} = 2,2 \text{ } ^0/_{00}$  : déformation relative en compression du béton au pic de contrainte  $f_{cm}$  [tableau 3.1 de [EC2, 03]]

$\varepsilon_c$  = déformation relative en compression du béton

$\sigma_c$  = contrainte de compression du béton

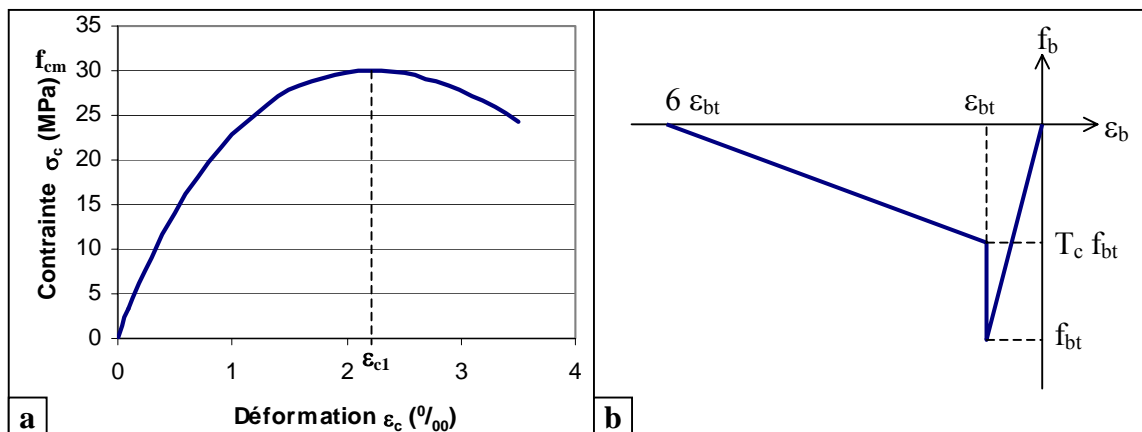


figure V.4 : courbe contraintes-déformations du béton (a) en compression et (b) en traction

Le comportement en traction du béton est défini par sa résistance à la traction «  $f_{bt}$  », soit expérimentalement 2,9 MPa, mais également par un coefficient «  $T_c$  » tenant compte de la relaxation en traction des contraintes et ayant une valeur de 0,6 par défaut (figure V.4-b). Pour notre modèle sous ANSYS, le taux de ferrailage de la dalle expérimentale étant élevé dans les couches composées de béton et d'armatures de flexion, la résistance en traction du béton n'est pas prise en compte.

Le critère de rupture de Willam-Warnke [WIL, 75] utilisé sous ANSYS est défini par une surface de rupture illustrée sur figure V.5. La fissuration apparaît quand une contrainte principale de traction se trouve sur la surface de rupture. L'écrasement du béton se produit quand toutes les contraintes principales sont en compression et sur la surface de rupture. Lors de cette étude, si les capacités d'écrasement du béton étaient activées, la dalle atteint la rupture prématurément. En effet, l'écrasement du béton commence au niveau des éléments sous le point d'application de la charge, entraînant des déplacements importants ne permettant plus la convergence vers une solution. Ainsi, que ce soit en dynamique ou en statique, l'écrasement a été désactivé.

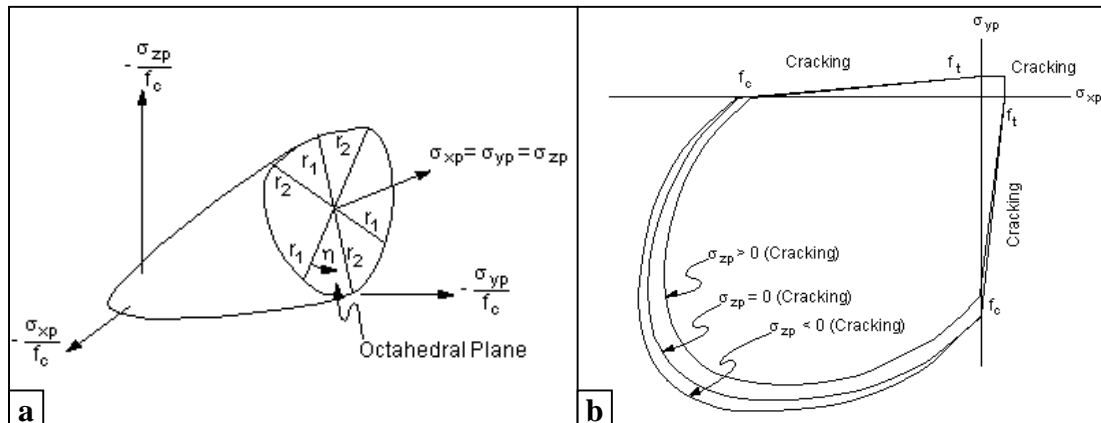


figure V.5 : (a) surface de rupture dans l'espace des contraintes principales – (b) surfaces de rupture projetées sur le plan  $\sigma_{xp}$  et  $\sigma_{zp}$  [ANS, 98]

Le coefficient de Poisson du béton est pris égal à 0 uniquement pour des problèmes de convergence lorsque l'on atteint la fissuration du béton. La valeur du coefficient de transfert des efforts de cisaillement varie entre 0, représentant une fissure parfaitement lisse (aucun transfert d'effort de cisaillement), et 1, représentant une fissure rugueuse (effort de cisaillement entièrement transféré). D'après de nombreuses études [BAN, 89] [HUY, 94] [HEM, 98] [PAD, 01], «  $\beta_t$  » est compris entre 0,05 et 0,65 et «  $\beta_c$  » est proche de 1. Ce paramètre a peu d'influence sur le comportement de la dalle dans nos simulations et pour des raisons de convergence «  $\beta_t$  » est pris égal à 0,5 et «  $\beta_c$  » à 0,9.

Les armatures ont un comportement élasto-plastique parfait (bilinéaire cinématique), identique en compression et en traction, avec un module d'Young «  $E_s$  » de 200000 MPa et une limite élastique de 500 MPa. Pour des raisons de convergence, comme l'autorise l'Eurocode 2 [EC2, 03], un module plastique «  $E_p$  » de 842 MPa est utilisé, représentant la pente de la courbe contraintes-déformations après la limite élastique (figure V.6). Le coefficient de Poisson des armatures est de 0,3.

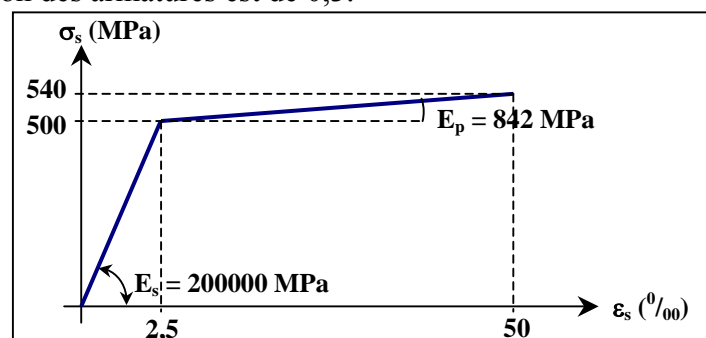


figure V.6 : courbe contraintes-déformations des armatures sous ANSYS

Le ratio « volume d'acier sur volume de l'élément » est entré dans chaque direction. La matrice de rigidité équivalente «  $[D]$  », donnée par l'équation (V.4), est :

$$[D] = \left( 1 - \sum_{i=1}^{n_r} v_i^r \right) [D^c] + \sum_{i=1}^{n_r} v_i^r [D^r]_i \quad (V.4)$$

avec  $[D^c]$  = matrice de rigidité du béton  
 $[D^r]_i$  = matrice de l'armature en matériau  $i$   
 $v_i^r$  = ratio « volume d'acier / volume de l'élément » du matériau  $i$   
 (défini au paragraphe V.1.2.3)  
 $n_i$  = numéro du matériau de l'armature

Pour les essais dynamiques, les limites élastiques de l'acier et du béton sont majorées suivants les coefficients donnés au chapitre II.1.2.

### V.1.2.2 Appuis fusibles

Le comportement des appuis, représentés par des éléments barre, est défini par leur section et leur module d'élasticité expérimental.

L'analyse du comportement des appuis nécessite une modélisation fine des zones en contact avec la dalle. Dans une première phase d'étude des impacts en milieu de travée à 135 kJ, où expérimentalement aucun appui ne plastifie, leur comportement est considéré comme parfaitement élastique pour des raisons de temps de calcul. Il en est de même pour les chargements statiques.

#### V.1.2.2.3 Bloc d'impact

Dans l'expérimentation, le bloc d'impact est constitué de béton fortement fretté par des armatures. Avec les éléments utilisés, la représentation de ce type de ferrailage est difficile. De plus, lors du choc, le bloc s'écaille et s'écrase sur la dalle. La représentation de ces phénomènes demande une analyse fine du contact et un maillage très fin du bloc [BER, 04]. Dans l'esprit de conserver un modèle numérique relativement simple, le bloc est considéré comme infiniment rigide et l'enfoncement virtuel du bloc dans la dalle sera pris en compte par le paramètre contact normal « KN ». Un calage de ce paramètre sera donc nécessaire afin d'obtenir les bons ordres de grandeur sur les déplacements de la dalle, une raideur infinie correspondant à un choc parfaitement élastique.

### V.1.2.3 Géométrie et maillage

Les dimensions de la dalle complète sont de 4,80 m x 12 m pour 0,28 m d'épaisseur. Les essais statiques au centre de la dalle ont été simulés afin de réaliser une partie du calage des modèles. Pour des raisons de symétrie, seul un quart est modélisé (figure V.8). Par contre, pour les essais dynamiques, l'ensemble de la dalle est modélisé (figure V.9) afin de pouvoir effectuer des chocs en n'importe quel endroit de la structure.

Afin de respecter au mieux les règles usuelles de maillage pour les éléments finis [PRA, 95], les éléments sont des parallélépipèdes réguliers avec une base de 0,19 x 0,20 m<sup>2</sup>. Cette taille d'élément permet d'obtenir un bon compromis entre le temps de calcul et la précision recherchée et d'être inférieure à la longueur caractéristique «  $L_c$  » ( $\approx 0,32$  m) d'un élément, proposé par A. Hillerborg [équation (V.5)] [HIL, 83]. Généralement, dans la littérature, la valeur de «  $L_c$  » est comprise entre 0,2 et 0,5 m pour les bétons standards [BER, 04].

$$L_c = \frac{E_b G_F}{f_{bt}^2} \quad (V.5)$$

## V Modélisations numérique et simplifiée des essais

avec  $E_b$  = module d'élasticité du béton  
 $G_F = 90 \text{ J.m}^{-2}$  : énergie de fissuration du béton (chapitre IV.2.2.1)  
 $f_{bt}$  = limite élastique en traction du béton

L'épaisseur de la dalle doit être maillée en un nombre suffisant de couches afin de traiter correctement la flexion. Le nombre de couches choisi provient d'une pré-étude sur la stabilité des résultats ainsi que de la définition du ferrailage composant chacune d'entre elles. En statique deux modélisations sont testées (figure V.7) afin de prendre en compte (modèle 6 couches) ou non (modèle 4 couches) la résistance à la traction des couches de béton d'enrobage. En dynamique, seul le modèle 4 couches est utilisé. Dans les deux modèles, l'épaisseur totale de la dalle et le centre de gravité des armatures restent identiques, conduisant à des taux d'armatures différents.

Les taux de ferrailage (équation (V.6) et tableau V.1) dans chaque élément sont définis en fonction de l'épaisseur de l'élément et des armatures présentes (armatures de flexion et armatures d'effort tranchant ou uniquement armatures d'effort tranchant).

$$v_i^r = \frac{V_i^{\text{armatures}}}{V_{\text{total}}} \quad (\text{V.6})$$

avec  $v_i^r$  = taux de ferrailage d'un élément dans la direction i  
 $V_i^{\text{armatures}}$  = volume des armatures d'un élément dans la direction i  
 $V_{\text{total}}$  = volume total de l'élément

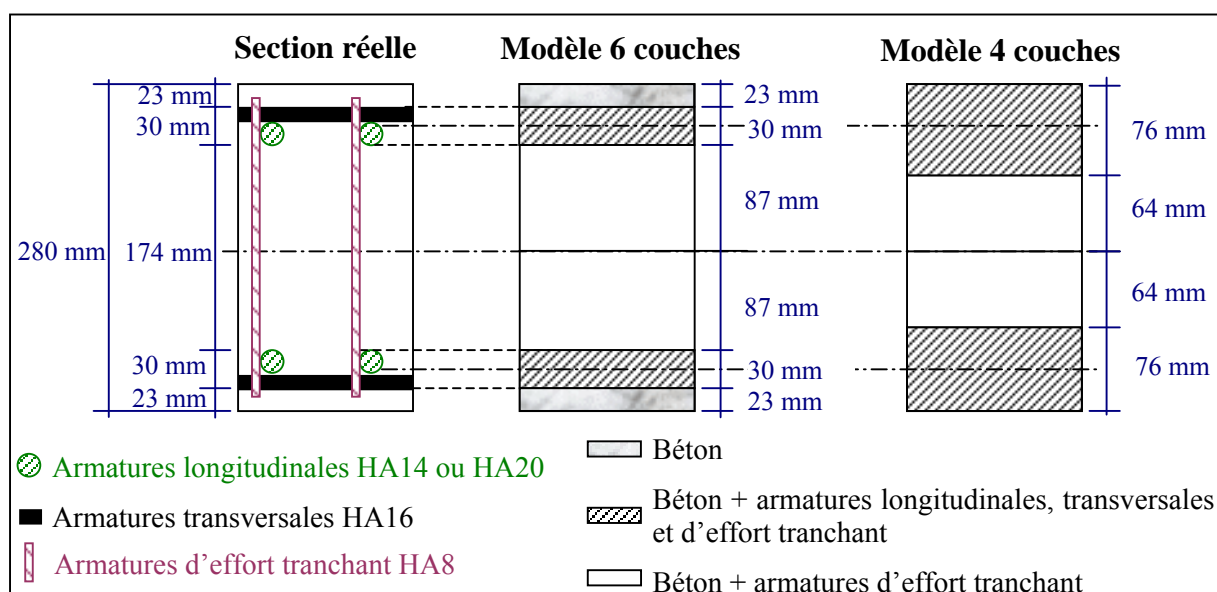


figure V.7 : section de la dalle dans le sens transversal modélisée avec les modèles 4 et 6 couches

Armature	Repère	Taux de ferrailage $v_i^r$	
		6 couches	4 couches
HA8	8	0,0034	0,0034
HA14	14	0,0350	0,0138
HA16	16	0,0659	0,0260
HA20	20	0,0839	0,0331

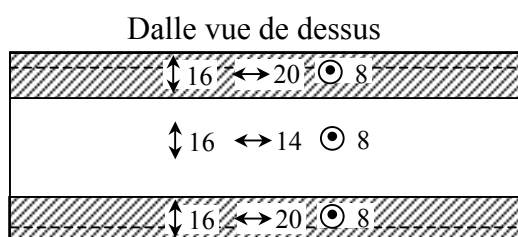


tableau V.1 : taux de ferrailage dans les éléments



Le bloc d'impact est modélisé, conformément à la réalité, par un cube de 0,58 m de côté. Il est divisé en 27 éléments ayant pour dimensions 0,193 x 0,193 x 0,193 m<sup>3</sup>. Une masse volumique «  $\rho_v$  » de 2300 kg.m<sup>-3</sup> est utilisée afin d'obtenir un bloc de 455 kg. Pour le bloc à facettes de 810 kg, son volume est considéré comme identique au précédent mais sa masse volumique est de 4150 kg.m<sup>-3</sup>.

### V.1.2.4 Chargements et conditions aux limites

En statique, une pression est appliquée sur la face supérieure de l'élément (0,19 x 0,20 m<sup>2</sup>) au centre de la dalle. Au préalable, l'accélération de la pesanteur est générée afin de représenter les déplacements dus au poids propre de la structure. Un quart seulement de la dalle étant modélisé, les déplacements perpendiculaires aux deux plans de symétrie sont bloqués (figure V.8). Les déplacements des nœuds sous les appuis sont également bloqués verticalement.

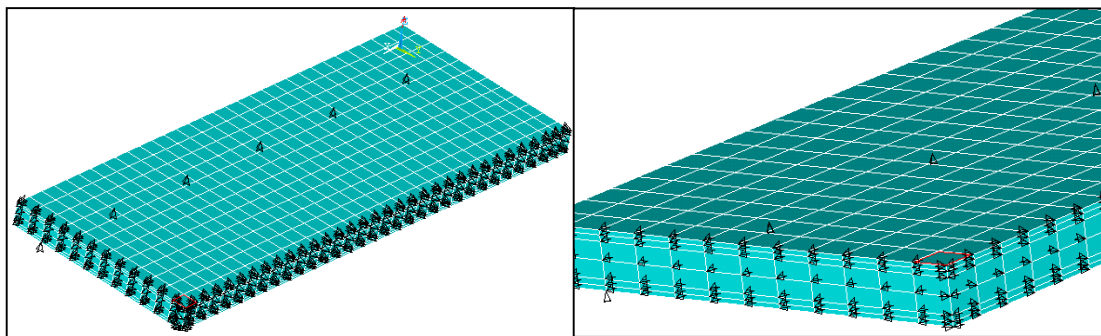


figure V.8 : modèle statique sous ANSYS

Pour l'analyse transitoire, les essais T1, T5 et T6 sont simulés. La chute totale du bloc est modélisée afin de représenter le plus fidèlement possible l'impact. La surface d'impact du bloc est considérée comme parfaitement horizontale dans toutes les simulations. Dans une première étape, la gravité est appliquée. Durant cette étape, les déplacements aux nœuds du bloc sont bloqués afin qu'au départ de sa chute il ait bien une vitesse et une accélération nulles. Dans une deuxième phase, les déplacements du bloc sont libérés entraînant sa chute avec une accélération de 9,81 m.s<sup>-2</sup>. De même que pour le modèle statique, les déplacements des nœuds sous les appuis sont bloqués verticalement.

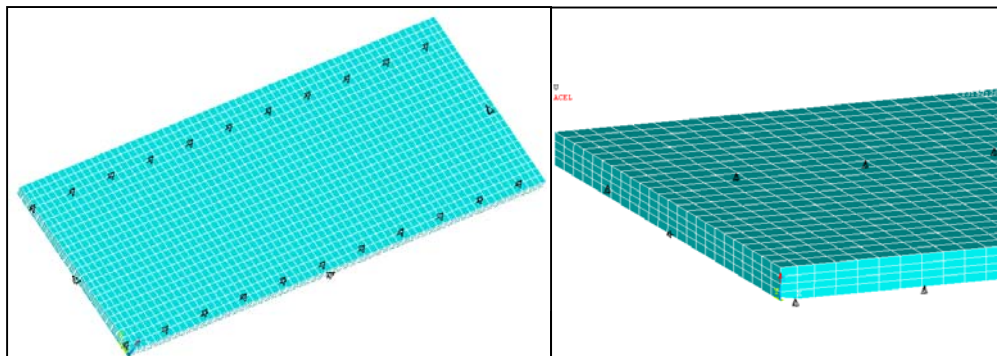


figure V.9 : modèle dynamique sous ANSYS

### V.1.2.5 Analyse non linéaire

Dans une analyse statique non-linéaire, la charge totale appliquée est divisée en une série de pas de chargement (démarche incrémentale). A la fin de chaque incrément, la matrice de

rigidité du modèle est ajustée, afin de tenir compte des évolutions non-linéaires de la raideur de la structure, avant de passer à l'incrément suivant. La procédure de résolution retenue est le procédé d'équilibre de Newton-Raphson [ANS, 98] qui permet la convergence à la fin de chaque pas de chargement tout en restant inférieur aux limites de tolérance.

Avant chaque solution, l'approche de Newton-Raphson évalue le déséquilibre du vecteur de chargement, qui est la différence entre les forces résultantes (efforts correspondant aux contraintes dans l'élément) et les efforts appliqués. Ensuite, à partir d'une extrapolation linéaire, le programme calcule une nouvelle solution et vérifie la convergence. Si le critère de convergence, correspondant au déséquilibre du vecteur de chargement, n'est pas satisfait, il est réévalué et la matrice de rigidité est mise à jour et une nouvelle solution est atteinte. La procédure itérative continue jusqu'à ce que la solution converge (figure V.10).

Pour les calculs dynamiques, une analyse transitoire est effectuée avec un schéma implicite d'intégration temporelle de Newmark [BAT, 82].

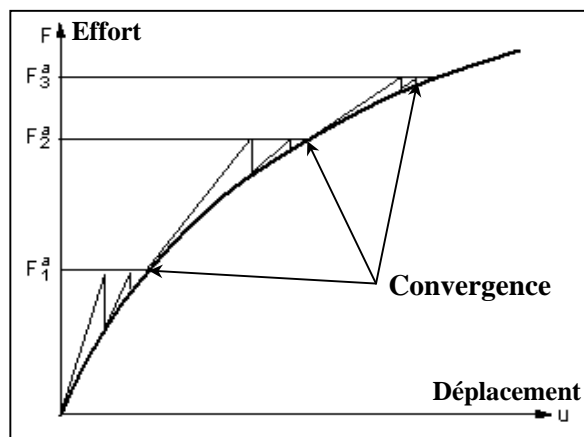


figure V.10 : illustration d'une solution itérative par le procédé de Newton-Raphson dans un système à un degré de liberté (3 incréments) [ANS, 98]

Lors de nos calculs, la convergence repose sur les efforts et les déplacements. Dans notre étude, la convergence des solutions est difficile à réaliser à cause du comportement non-linéaire du béton et notamment de la prise en compte de la fissuration. Les limites de convergence prises pour les déplacements et les efforts ont été majorées par rapport aux valeurs par défaut (0,05 au lieu de 0,005 pour les efforts et 0,5 au lieu de 0,05 pour les déplacements) [KAC, 01].

Les calculs ont été effectués en choisissant la gestion automatique des pas de chargements. Si le modèle converge facilement, le programme augmentera le pas d'incrément jusqu'à la valeur maximale entrée par l'utilisateur. Au contraire, si la convergence est difficile, le pas de temps est divisé par deux jusqu'à converger ou atteindre le pas minimal. La rapidité de convergence dépend essentiellement du modèle de comportement du béton armé. Des difficultés sont rencontrées lorsque les premières fissures apparaissent dans des éléments et lors de la plastification des armatures, nécessitant des pas de chargement relativement faibles. Pour l'analyse statique, les pas de chargement maximal et minimal sont respectivement de 1000 et 10 N. Pour l'analyse dynamique, les pas de temps juste avant le contact sont d'environ 0,01 ms ce qui permet d'avoir une discrétisation relativement fine lors du contact sans être trop coûteuse en temps de calcul puisque la première demi-période d'oscillation seulement est simulée. Lors de la chute du bloc, l'incrément est plus importante avec des pas de chargement de 0,1 s. L'application de la gravité peut être effectuée très rapidement, en 0,2 ms, car une option (« Timinf, off ») permet de ne pas prendre en compte les effets dynamiques transitoires pendant un pas de chargement.

### V.1.3 Récapitulatif des paramètres introduits

		DYNAMIQUE	STATIQUE
Analyse	Type	Transitoire implicite (Newmark) Non linéaire	Statique non linéaire
	Résolution	Newton-Raphson	Newton-Raphson
Dalle	Géométrie	4,80 m x 12 m x 0,28 m 4 couches dans l'épaisseur	2,40 m x 6 m x 0,28 m 6 couches dans l'épaisseur
	Elément	Solide → SOLID65 7168 éléments Parallélépipède régulier de base égale à 0,19 x 0,20 m <sup>2</sup>	Solide → SOLID65 2304 éléments Parallélépipède régulier de base égale à 0,19 x 0,20 m <sup>2</sup>
	Béton	$E_b = 31760^{(1)}$ MPa ; $\nu_b = 0$ $f_{bt} = 5,2$ MPa $f_{bt} = 0$ MPa (couche béton+armatures de flexion) $f_{bc} = 40,5$ MPa Compression : multilinéaire isotrope Traction : élastique avec relaxation $\beta_t = 0,5$ ; $\beta_c = 0,9$ Critère de rupture de William-Warnke	$E_b = 31100^{(1)}$ MPa ; $\nu_b = 0$ $f_{bt} = 2,9$ MPa $f_{bt} = 0$ MPa (couche béton+armatures de flexion) $f_{bc} = 30$ MPa Compression : multilinéaire isotrope Traction : élastique avec relaxation $\beta_t = 0,5$ ; $\beta_c = 0,9$ Critère de rupture de William-Warnke
	Armatures	$\nu_s = 0,3$ ; $E_s = 200000$ MPa $\sigma_{se} = 700$ MPa Traction et compression : bilinéaire cinématique Armatures homogénéisées à l'élément (« smeared »)	$\nu_s = 0,3$ ; $E_s = 200000$ MPa $\sigma_{se} = 500$ MPa Traction et compression : bilinéaire cinématique Armatures homogénéisées à l'élément (« smeared »)
Appuis	Géométrie	Longueur = 0,10 m Section = 616 mm <sup>2</sup>	Longueur = 0,10 m Section = 616 mm <sup>2</sup>
	Elément	Barre → LINK8 en série avec LINK10	Barre → LINK8 en série avec LINK10
	Matériau	$k_{tub} = 186 \text{ kN.mm}^{-1}$ Compression : élastique Traction : aucun effort repris	$k_{tub} = 186 \text{ kN.mm}^{-1}$ Compression : élastique Traction : aucun effort repris
Bloc	Géométrie	Cube de 0,58 m d'arrête	
	Elément	Solide type SOLID65 27 éléments Cube de 0,193 m d'arrête	
	Matériau	$\nu_{bloc} = 0$ $E_{bloc} = 100000 \text{ GPa}$ (infiniment rigide) Compression et traction : élastique Bloc 450 kg → $\rho_v = 2300 \text{ kg.m}^{-3}$ Bloc 810 kg → $\rho_v = 4150 \text{ kg.m}^{-3}$	
Contact	Elément	Contact → CONTAC49 $KN = 70.10^6 \text{ N.m}^{-1}$	

(1) Sous ANSYS, «  $E_b$  » doit correspondre à la pente, au premier point entré, de la courbe contraintes-déformations.

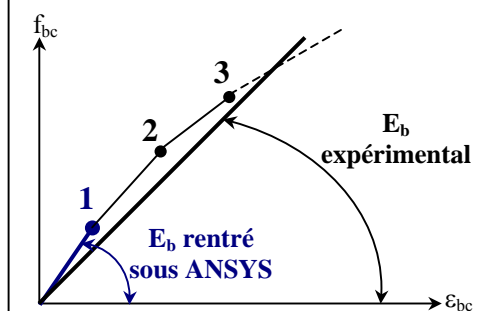


tableau V.2 : récapitulatif des paramètres et hypothèses des modèles sous ANSYS

## V.1.4 Simulations des essais statiques

### V.1.4.1 Objectifs et hypothèses

Les essais statiques expérimentaux nous permettent de caler certains paramètres introduits dans le modèle sous ANSYS : taille des éléments, coefficient de transmission des efforts de cisaillement, modèle de comportement du béton. Une fois ces calages réalisés aucune modification ne sera effectuée pour la simulation des essais dynamiques. A noter que les paramètres intrinsèques aux matériaux (modules d'Young, limites élastiques,...) correspondent à ceux obtenus expérimentalement.

Les essais statiques expérimentaux donnent l'évolution du déplacement de la dalle en fonction du chargement appliqué avant et après certains impacts. L'essai S1 sera utilisé car il présente comme avantage de donner une courbe de chargement étendue avec un effort maximal appliqué de 800 kN. Il a été effectué sur une dalle endommagée par l'essai T2 à 135 kJ mais nous avons montré, au chapitre III.3.5, que l'influence se limitait à une diminution de la raideur au début du chargement (jusqu'à environ 150 kN). Concernant l'essai S6, effectué après le test T6 à 294 kJ, le chargement appliqué est équivalent à celui de l'essai S1. En revanche, la dalle était fortement endommagée et nous avons donc préféré ne pas l'utiliser pour le calage.

Les simulations numériques des essais statiques sont effectuées au centre de la dalle afin d'utiliser la symétrie de la structure. L'essai S1 n'a pas été réalisé au centre de la dalle mais à mi-travée à 3 m d'un bord. Cependant les résultats expérimentaux des essais pratiqués au centre et excentrés n'ont pas montré de différences significatives (chapitre III.3.5). En effet, à cette distance de l'extrémité de la dalle et pour les flèches atteintes, les effets de bord n'ont que très peu d'influence lors des essais statiques. L'essai statique de référence restera donc le test S1.

### V.1.4.2 Comparaison avec l'expérimentation

La figure V.11 permet de comparer le déplacement en sous-face de dalle, au niveau du chargement, obtenu expérimentalement et avec les modèles numériques composés de 4 ou 6 couches. Les simulations numériques prennent pour état initial le déplacement de la dalle sous son poids propre (de l'ordre de 1 mm au centre de la dalle).

Le modèle 6 couches donne des résultats très proches de la courbe expérimentale avec des écarts, sur les déplacements, inférieurs à 0,5 mm. Le modèle 4 couches, ne représentant pas la fissuration par traction du béton d'enrobage, donne une raideur plus faible qu'expérimentalement au début du chargement et une surévaluation des déplacements de l'ordre de 2 mm pour une charge de 600 kN. La figure V.12-a permet néanmoins de voir que les raideurs instantanées du modèle 4 couches et expérimentales sont du même ordre de grandeur (environ  $55 \text{ kN.mm}^{-1}$ ) à partir d'un chargement de l'ordre de 200 kN. Or, un des paramètres essentiels afin de pouvoir simuler des essais d'impact est d'avoir une raideur de dalle conforme à la réalité.

La simulation numérique (modèle 6 couches) des essais statiques montre également que la rupture par traction du béton commence à partir d'une charge de 130 kN correspondant à un déplacement d'environ 1 mm. Expérimentalement la plastification des armatures ne semblait pas avoir été atteinte et effectivement, les valeurs des déformations dans les armatures indiquent qu'elle apparaît pour un chargement de 1100 kN, soit un déplacement d'environ 19 mm.

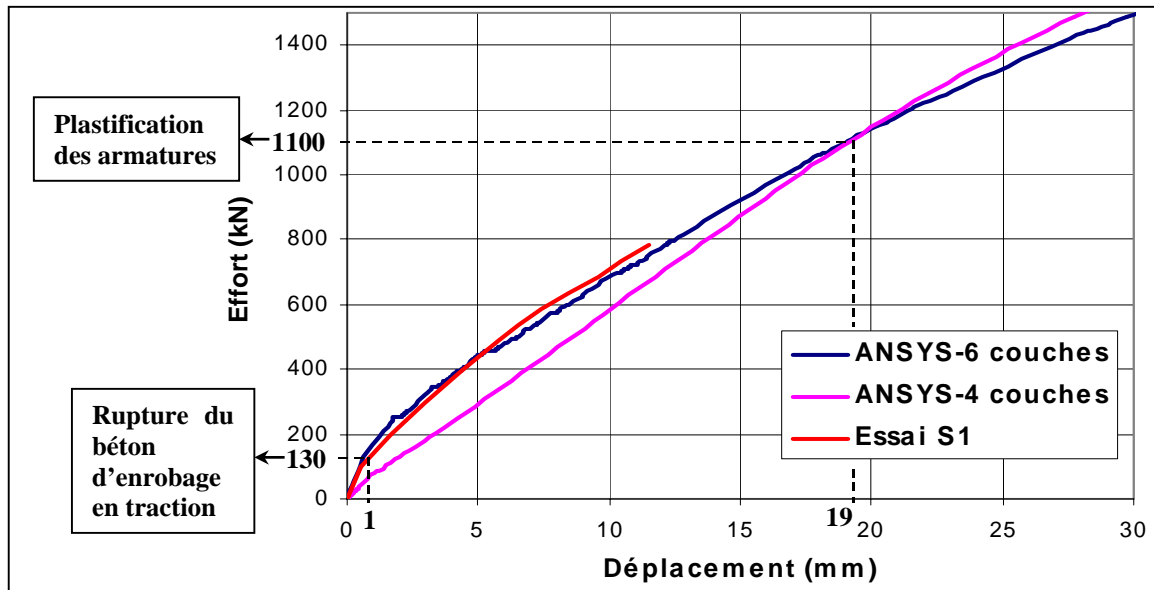


figure V.11 : déplacement sous le point de chargement pour un essai statique au centre de la dalle

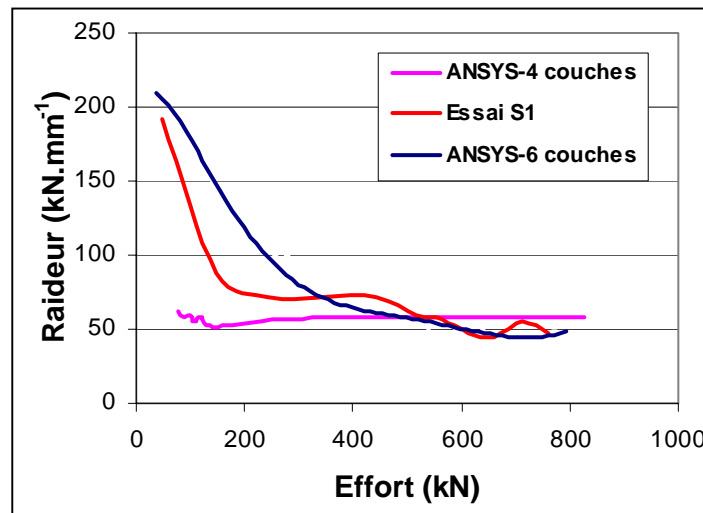


figure V.12 : raideur instantanée de la dalle

En conclusion, le modèle 6 couches représente le plus fidèlement le comportement en statique de la dalle avec la prise en compte de la résistance à la traction de la couche de béton d'enrobage inférieure contrairement au modèle 4 couches. Cependant, lors des essais d'impact, la couche d'enrobage inférieure tend à être expulsée lors du choc et sa résistance à la traction, lors de la mise en flexion, est donc limitée. De plus, l'incidence sur les déplacements en statique est relativement faible puisque la raideur de la dalle est proche de celle obtenue expérimentalement à partir d'un déplacement d'environ 2 mm.

L'avantage majeur du modèle 4 couches est un gain important en temps de calcul lors des simulations dynamiques par rapport au modèle 6 couches. Il a également pour atout important d'être plus stable que le modèle 6 couches qui engendre des problèmes de convergence à cause de la présence d'éléments de faible épaisseur (23 mm de béton d'enrobage).

Le modèle utilisé pour simuler les essais d'impact dynamiques sera donc le modèle 4 couches. Il permet de représenter correctement le comportement de la dalle, sauf pour les déplacements inférieurs à 2 mm ; or, en dynamique, les flèches atteintes sont plutôt de l'ordre de 20 mm. De plus le modèle 4 couches est plus stable que le modèle 6 couches et moins coûteux en temps de calcul.

### V.1.5 Simulations des essais d'impact

Les simulations sont menées pour les essais T1 (choc « courant » à 67 kJ), T5 (choc « exceptionnel » à 135 kJ) et T6 (choc « hors dimensionnement » à 294 kJ). Pour les deux essais T5 et T6 l'endommagement de la dalle par un précédent choc n'est pas pris en compte. L'incidence sur le test T5 est relativement faible puisque il a été constaté expérimentalement que le choc précédant n'avait pas engendré de plastification des armatures (chapitre III.3.2.1). Les données expérimentales disponibles étant importantes pour cet essai, il permettra de caler le seul paramètre réglé en dynamique, à savoir la raideur normale de contact « KN ». L'essai T5 servira donc de référence et les validations du modèle seront effectuées à partir des simulations des essais T1 et T6.

Concernant l'essai T6, le remplacement des armatures d'effort tranchant de la zone réparée n'a pas été intégré. En effet, cette réparation se limite à une faible zone et n'a que peu d'influence sur le comportement en flexion puisqu'elle ne fait qu'augmenter la résistance au poinçonnement de la dalle. De plus, du fait de l'utilisation d'un élément homogénéisant (« *smeared* ») le béton et les armatures, il ne sera pas possible d'effectuer une analyse poussée concernant les armatures d'effort tranchant.

#### V.1.5.1 Essai T5 : impact « exceptionnel » en travée à 134 kJ

##### V.1.5.1.1 Calage du paramètre de contact « KN »

Le seul paramètre réglé en dynamique et influençant le comportement de la structure est la raideur normale « KN » de l'élément de contact (CONTAC49). Le calage est effectué par rapport au déplacement obtenu expérimentalement avec le capteur I placé sous le point d'impact.

Une augmentation de la raideur entraîne un contact plus dur d'où une diminution du temps de contact et du déplacement maximal de la dalle. De plus, le bloc conserve une énergie cinétique plus élevée après le choc. D'après la figure V.13, la valeur optimale de KN afin d'obtenir un déplacement au point d'impact de 23,2 mm (test T5) est de 70 MN.m<sup>-1</sup>. Cette valeur de raideur de contact sera gardée pour toutes les autres simulations. A noter que cette raideur est cohérente avec celle préconisée par P. Berthet-Rambaud [BER, 04] pour le logiciel ABAQUS, qui est de l'ordre de 100 MN.m<sup>-1</sup>, afin d'obtenir une mise en vitesse correcte de la dalle.

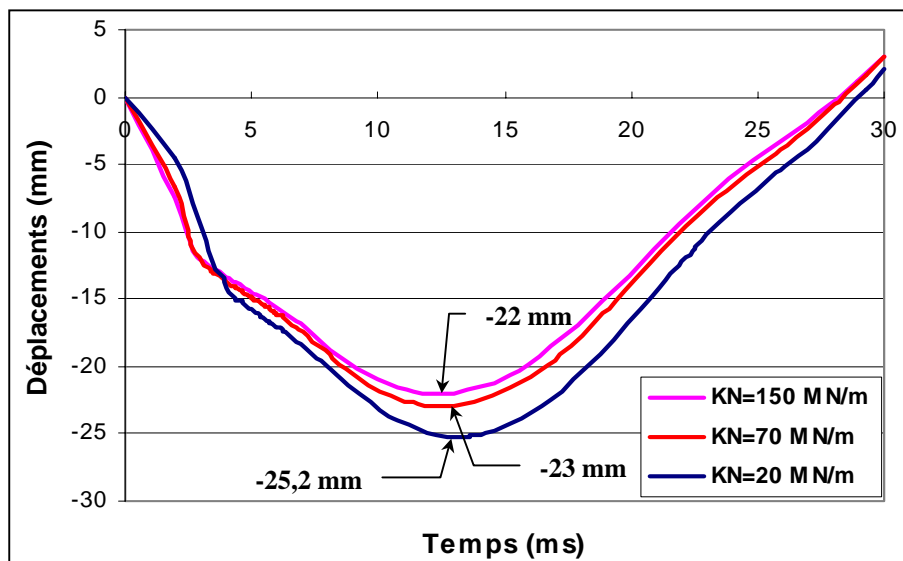


figure V.13 : variation du déplacement au point d'impact en fonction du paramètre de contact « KN »

### V.1.5.1.2 Comparaison avec l'expérimentation

La figure V.14 permet de constater que le modèle numérique donne une bonne estimation de l'évolution du déplacement en sous-face de dalle au niveau du point d'impact, notamment durant la phase de descente. La figure V.15 montre que le phénomène de mise en flexion progressive de la dalle est correctement simulé. En effet, transversalement (dans le sens de la portée), la déformée dynamique se rapproche de la déformée statique au bout d'environ 4 ms conformément aux analyses expérimentales (entre 3,5 et 4 ms).

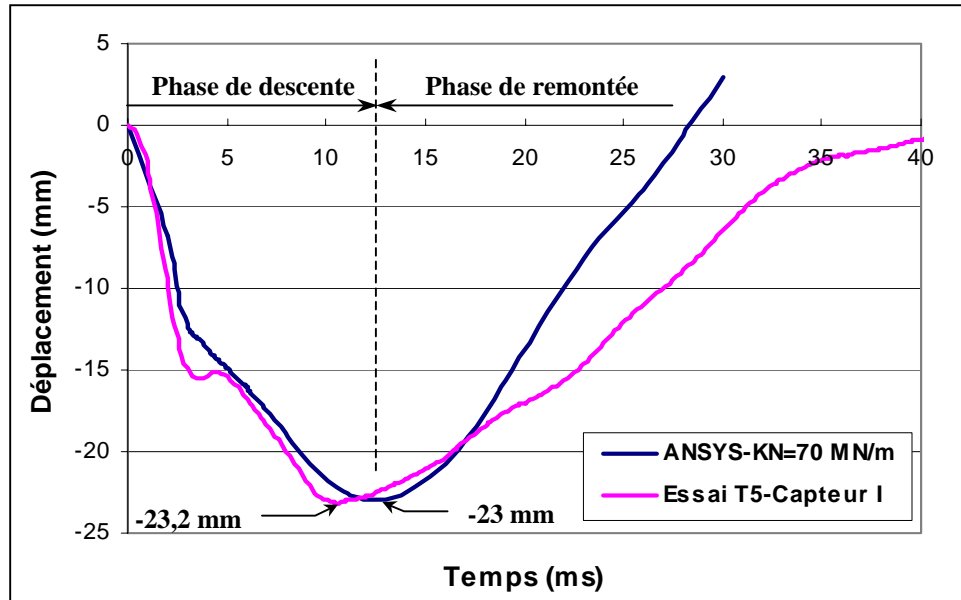


figure V.14 : comparaison du déplacement au point d'impact expérimental (essai T5) et sous ANSYS

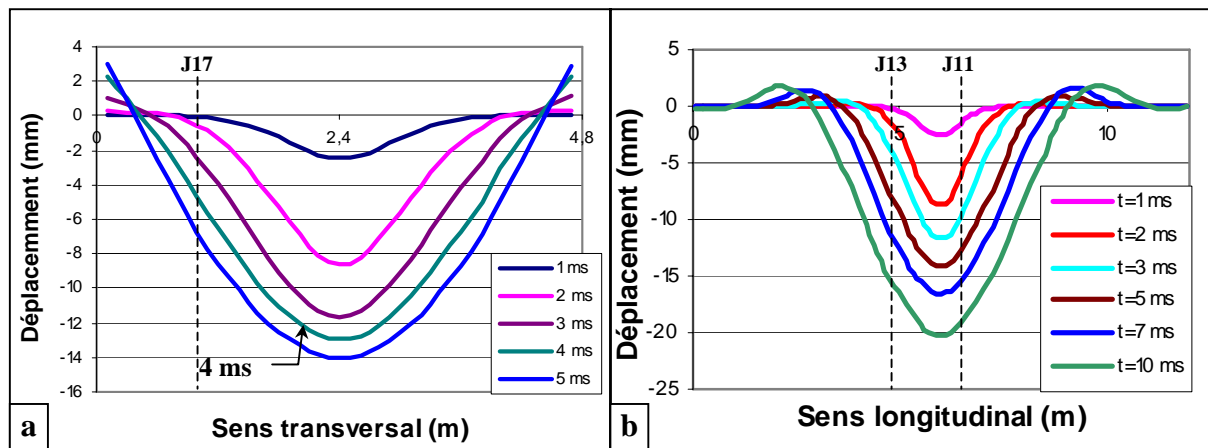


figure V.15 : (a) déformées transversale et (b) longitudinale de la dalle à différents pas de temps obtenues sous ANSYS

Conformément aux analyses expérimentales, la mise en mouvement de la dalle engendre un pic de déformation dans les armatures inférieures durant les premières millisecondes (figure V.16). De plus, des déformations de compression apparaissent dans les armatures plus éloignées de l'impact. Les résultats des simulations concordent avec les conclusions expérimentales indiquant que la mise en flexion d'une surface réduite de dalle, au début de l'impact, sollicite plus fortement les armatures inférieures que lorsque la dalle atteint sa flèche maximale.



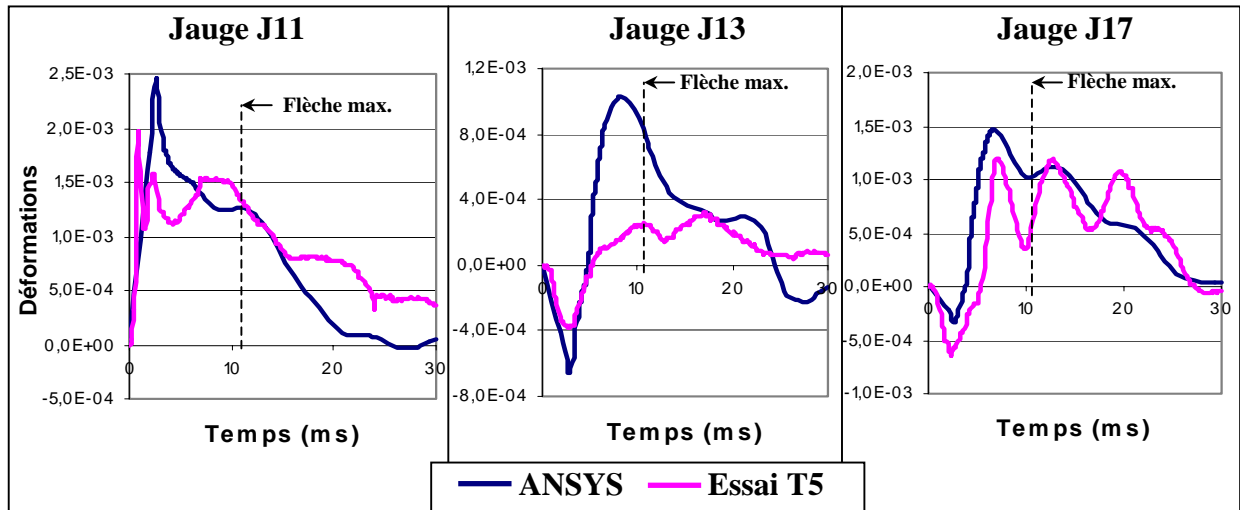


figure V.16 : comparaison des déformations expérimentales et sous ANSYS des armatures inférieures pour l'essai T5– J11 à 0,34 m du point d'impact, J13 à 1,15 m et J17 à 1,34 m

Concernant les réactions d'appui, aucune valeur expérimentale n'est disponible pour l'essai T5. En revanche, pour l'essai T4, effectué avec une énergie équivalente mais à 3 m d'un bord de dalle, la résultante totale avait été estimée au chapitre III.3.4.1. Ces données permettent donc d'avoir seulement une estimation des valeurs à obtenir car, en plus, un des capteurs étant défectueux en dynamique, sa mesure avait été estimée par linéarisation. Cependant, la figure V.17-a indique que les résultantes maximales expérimentale et numérique sont dans les mêmes proportions avec respectivement 2080 kN et 2500 kN.

Numériquement, l'effort de contact exercé par le bloc sur la dalle peut être obtenu en sommant les réactions de chaque nœud composant la surface d'impact du bloc. Les valeurs obtenues sont à prendre avec précautions car le contact est considéré comme élastique et seul l'endommagement de la dalle est pris en compte. L'effort de contact aura donc tendance à être majoré et le temps de contact minoré par rapport au contact réel de type élasto-plastique. De plus le maillage du bloc et de la zone d'impact est assez grossier. Cependant, la figure V.17-b donne un temps de contact de l'ordre de 2,4 ms avec un pic d'effort de 3,3 MN du même ordre de grandeur que les valeurs déterminées expérimentalement avec respectivement 3,5 ms et 2,8 MN.

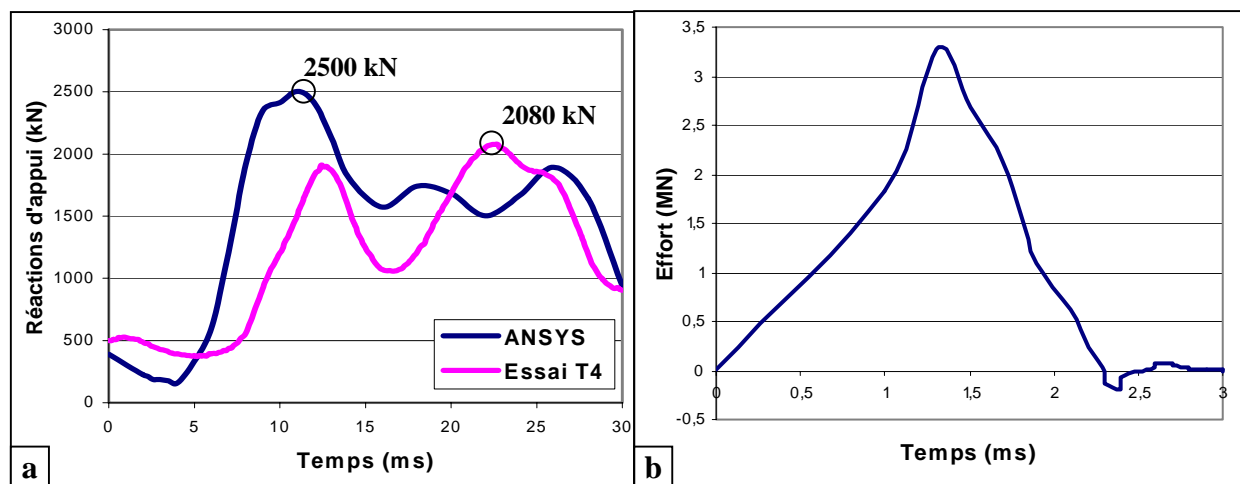


figure V.17 : (a) réaction d'appui totale obtenue expérimentalement (essai T4) et sous ANSYS (essai T5) – (b) Effort de contact à la surface du bloc sous ANSYS pour l'essai T5



L'analyse de cette simulation a permis de valider le modèle pour l'essai T5. Les phénomènes dynamiques sont correctement représentés et les déplacements de la dalle ainsi que les déformations dans les armatures de flexion correspondent aux résultats expérimentaux. Seul l'effort de contact maximal, comme c'était prévisible, est surestimé mais dans des proportions raisonnables.

Le paramètre de contact a été calé par rapport à l'essai T5 et, afin de poursuivre l'exploitation du modèle, il est nécessaire d'analyser le comportement de la dalle pour un impact avec une énergie différente. Dans les paragraphes qui suivent les essais T1 et T6 sont donc simulés.

### V.1.5.2 Essai T1 : impact « courant » en travée à 67 kJ

Les résultats expérimentaux disponibles pour cet essai sont les déplacements maximaux ainsi que les déformations maximales des armatures inférieures.

La simulation numérique donne un déplacement maximal de 15 mm (figure V.18-a) voisin de la flèche maximale expérimentale de 14,5 mm. La comparaison des déplacements maximaux en différents points (figure V.19) montre également une très bonne concordance des résultats avec des écarts proches de l'incertitude des mesures. Le modèle semble globalement majorer légèrement les valeurs des déplacements.

La figure V.18-b confirme que les déformations dans les armatures sont correctement modélisées avec des allures relativement proches des données expérimentales. Le pic de déformation obtenu par le calcul est supérieur à la valeur expérimentale (obtenue par moyenne glissante), avec respectivement  $1650 \mu\text{m.m}^{-1}$  et  $1200 \mu\text{m.m}^{-1}$ , mais reste dans les mêmes ordres de grandeurs.

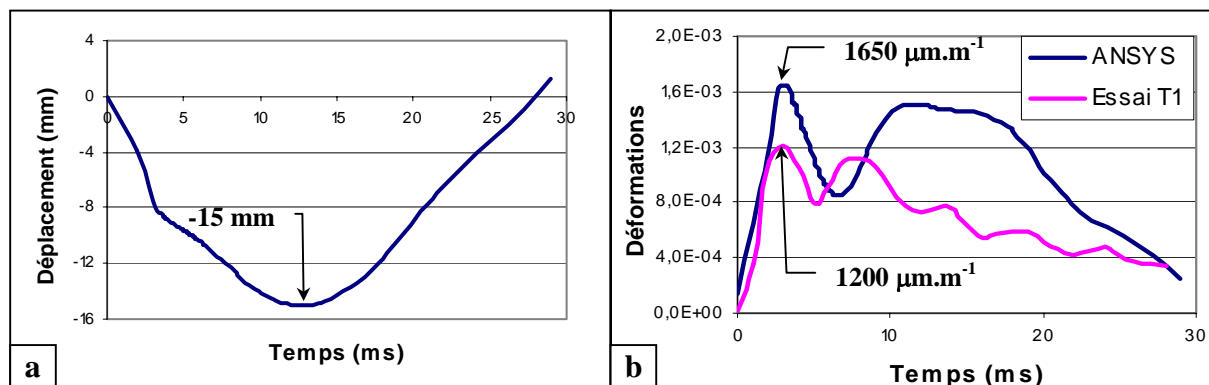


figure V.18 : (a) déplacement vertical de la dalle au point d'impact sous ANSYS – (b) Déformations expérimentales et sous ANSYS d'une armature inférieure dans la zone d'impact – Essai T1

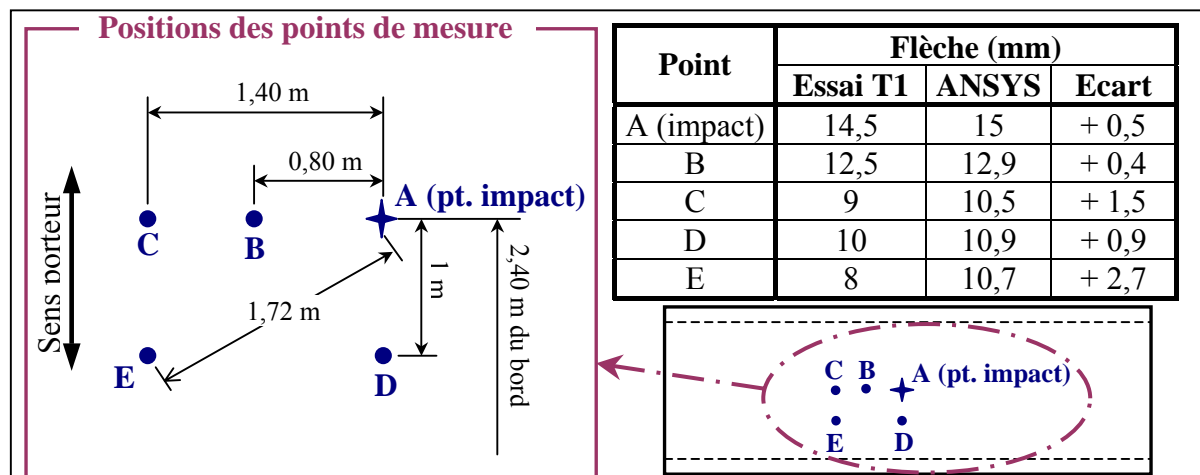


figure V.19 : déplacements verticaux en sous face de dalle pour l'essai T1

La simulation de l'essai T1, en ne changeant aucun paramètre par rapport à la modélisation de l'essai T5, prouve la validité du modèle numérique. En effet, il permet de retrouver les résultats expérimentaux avec une précision suffisante pour le dimensionnement d'une structure.

### V.1.5.3 Essai T6 : impact « hors dimensionnement » en travée à 294 kJ

Les données expérimentales lors de cet essai étaient relativement peu nombreuses à cause de l'énergie mise en jeu et des dommages probables encourus par la structure et les capteurs. La flèche maximale notamment n'avait pas pu être enregistrée et le calcul numérique a donné une valeur de 56 mm (figure V.20-a) : la course des capteurs étant de  $\pm 50$  mm, l'enlèvement des capteurs LVDT a donc été judicieux.

Expérimentalement, la perte de signal sur une jauge (chapitre III.3.3) laissait penser à une plastification des armatures inférieures pendant les premières millisecondes du choc. La figure V.20-b, issue du modèle sous ANSYS, confirme cette analyse puisque la limite élastique de l'armature en dynamique est atteinte.

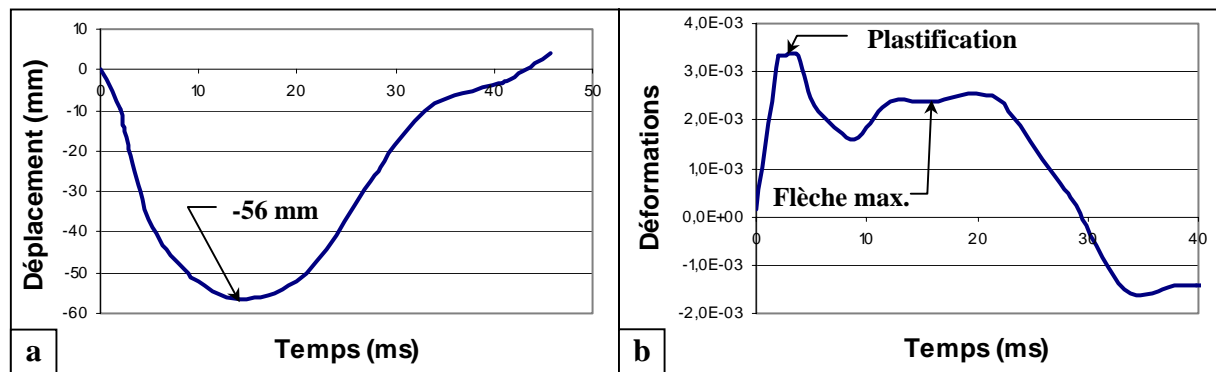


figure V.20 : (a) déplacement au niveau du point d'impact et (b) déformation d'une armature inférieure dans le sens transversal proche de l'impact sous ANSYS pour l'essai T6

La figure V.21 représente les déplacements maximaux de la dalle et indique que les effets de bords, pour un choc excentré, sont relativement importants lorsque l'énergie d'impact est élevée.

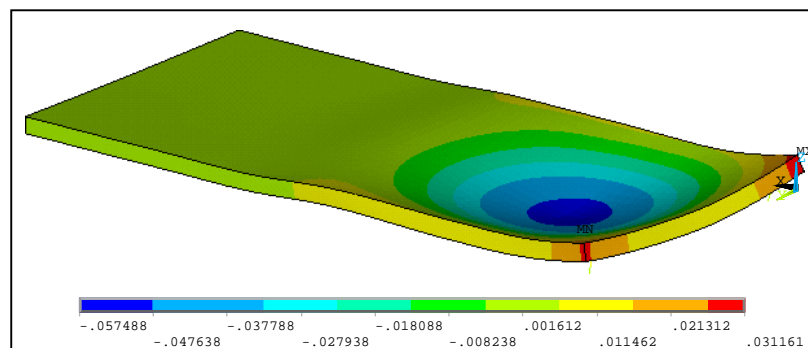


figure V.21 : déplacements maximaux de la dalle pour l'essai T6

Cette simulation démontre que ce modèle peut être utilisé à des fins prédictives afin de tester le comportement de la dalle pour différents niveaux d'énergie.

### V.1.6 Conclusions

Cette étude numérique sous ANSYS a pour avantage de modéliser simplement la structure. Dans une phase de dimensionnement, elle permet de faire varier rapidement les caractéristiques principales de la dalle, à savoir son taux de ferrailage, son épaisseur et sa portée. De plus, pour simuler une demi-période d'oscillation, les temps de calcul sont relativement courts avec environ 5 heures pour un PC équipé d'un microprocesseur Intel Pentium à 2,26 GHz. Les caractéristiques principales du comportement global de la dalle (déformations des armatures et flèches) sont obtenues avec une précision suffisante pour vérifier la résistance en flexion de la structure.

L'inconvénient de ce modèle est qu'il ne permet pas de quantifier l'endommagement par poinçonnement de la dalle. Cependant, l'effort de contact maximal peut être estimé et une comparaison statique avec la résistance au poinçonnement de la dalle est possible. Le défaut principal est la stabilité du modèle qui nécessite une bonne connaissance du logiciel et des types d'éléments afin d'éviter de fréquents problèmes de convergence.

Un élément important qui reste à développer est l'affinement du comportement des appuis, avec notamment la prise en compte des patins en néoprène, afin de pouvoir simuler les chocs proches des bords de la dalle. Une étude paramétrique pourra ensuite être menée afin de tester divers points d'impact et de localiser la position la plus défavorable pour la dalle et les appuis.

L'utilisation de codes éléments finis en trois dimensions dans les bureaux d'ingénierie en génie civil reste malheureusement encore très peu répandue, sauf pour des ouvrages exceptionnels. Une perspective possible est l'utilisation de codes éléments finis à deux dimensions tels que Eficos [GHA, 98] qui représente la structure par des réseaux de poutres. Une autre voie est l'étude de modèles mécaniques simples facilement utilisables en bureau d'études. Le but du chapitre suivant est donc de développer un système « masse-ressort-amortisseur » permettant de représenter le comportement de la dalle expérimentale sous un impact. Le modèle numérique réalisé sous ANSYS nous permettra de caler certains paramètres de ce modèle.

## V.2 MODÈLES SIMPLIFIÉS

Les simulations dynamiques ont mis en évidence la nécessité de moyens de calcul complexes afin de modéliser les essais d'impact. Le modèle simplifié a pour objectif de simuler l'impact d'un bloc sur une dalle à partir de paramètres évalués statiquement, une fois les calages effectués. Les résultats fournis devront permettre de vérifier le dimensionnement de la structure. Les paramètres d'entrée sont les caractéristiques de la dalle (portée, épaisseur, ferrailage) et l'énergie incidente du bloc (masse et vitesse). Les données en sortie seront l'effort de contact maximal, afin de vérifier la résistance au poinçonnement de la dalle, et les déformations maximales dans les armatures de flexion. Pour cette étude, seuls les chocs en milieu de travée seront abordés.

Le modèle simplifié, qui est actuellement utilisé pour dimensionner les PSD a été développé par le bureau d'études Tonello IC et enrichi suite aux campagnes expérimentales. Ce modèle sera décrit succinctement puis nous proposerons un nouveau modèle issu des analyses expérimentales et des études du CEB [CEB, 88].

### V.2.1 Modèle de Tonello

Les dimensionnements sont effectués conformément au BAEL qui est la réglementation actuellement en vigueur. Le modèle utilisé par le bureau d'études Tonello IC représente l'impact du bloc sur la structure par système masse-ressort à un degré de liberté (figure V.22).

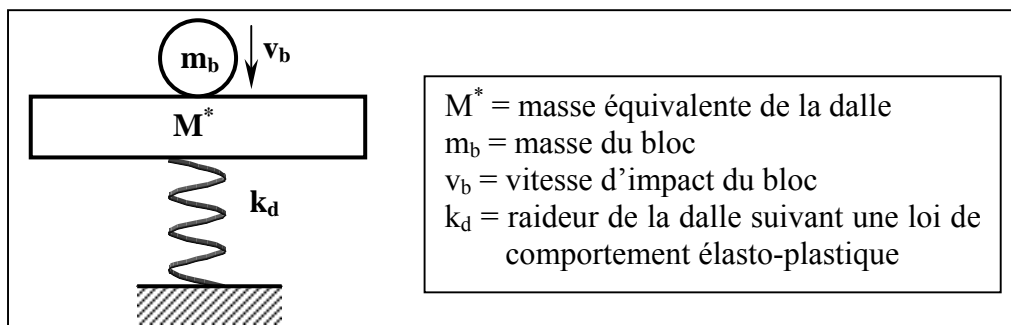


figure V.22 : modèle simplifié de Tonello

Le choc est considéré comme parfaitement mou. Le bloc et la masse équivalente de la dalle ont donc même vitesse après choc et ne forment plus qu'un seul élément. En appliquant le théorème de la conservation de la quantité mouvement et en calculant l'énergie cinétique avant et après choc, l'équation (V.7) donnant l'énergie cinétique de la dalle «  $E_{c_d}$  » est obtenue ; lors de la flexion de la dalle, cette énergie se transforme en énergie de déformation.

$$E_{c_d} = E_{c_{\text{bloc}}} \frac{1}{1 + \frac{M^*}{m}} \quad (\text{V.7})$$

avec  $E_{c_{\text{bloc}}}$  = énergie cinétique d'impact du bloc

$1 + \frac{M^*}{m}$  = coefficient de réduction de l'énergie incidente (limité à une valeur de 10 par sécurité)

Lors d'un choc, la vitesse de la dalle est plus élevée au niveau du point d'impact que dans le reste de la structure. La masse équivalente de la dalle «  $M^*$  » correspond à une masse ayant une énergie cinétique identique à la dalle et une vitesse égale en tout point à celle du point

d'impact «  $v_{imp}$  ». Les déplacements de la dalle sont calculés en prenant comme hypothèse que les déformées statique et dynamique ont même allure [équation (V.9)].

$$Ec_d = \frac{1}{2} M^* \left( \frac{du_{imp}}{dt} \right)^2 = \frac{1}{2} \rho_s \iint_{dalle} \left( \frac{du(x,y)}{dt} \right)^2 dx dy \quad (V.8)$$

$$d'où \quad M^* = \rho_s \iint_{dalle} \frac{u(x,y)^2}{u_{imp}^2} dx dy \quad (V.9)$$

avec  $Ec_d$  = énergie cinétique de la dalle  
 $u_{imp}$  = déplacement de la dalle au point d'impact  
 $u(x,y)$  = déplacement de la dalle au point de coordonnées (x,y)  
 $\rho_s$  = masse surfacique de la dalle

Les calculs de la déformée de la dalle en statique et de la période fondamentale sont effectués avec les outils classiques dont dispose un bureau d'études.

Le poinçonnement de la dalle est pris en compte en comparant l'effort de contact «  $F_c$  » avec la résistance au poinçonnement donnée par le BAEL [BAE, 91] qui ne prend pas en compte les armatures d'effort tranchant. «  $F_c$  » est calculé en considérant un contact parfaitement plastique et un temps de contact égal au quart de la période fondamentale de la dalle. Durant l'impact, la variation de quantité de mouvement du bloc étant égale à l'impulsion, l'équation (V.10) est obtenue.

$$F_c = \frac{m_b (v_b - v_b')}{\frac{T}{4}} \quad (V.10)$$

avec  $v_b$  = vitesse du bloc avant choc  
 $v_b'$  = vitesse du bloc après choc en considérant un choc mou (=  $v_{dalle}$ )  
 $T$  = période fondamentale de la dalle

L'application de cette méthode de calcul nécessite un savoir-faire et une expérience importante de l'ingénieur. La démarche de conception est itérative et utilise un dimensionnement initial à partir de structures déjà construites. De plus, le traitement de points particuliers tels que l'espacement et le soulèvement des appuis, la reprise de l'effort tangentiel lorsque la dalle est inclinée, requiert une très bonne connaissance du fonctionnement de ce type d'ouvrage.

Le modèle développé apportera une intégration des phénomènes dynamiques, notamment la mise en flexion progressive de la dalle, mis en évidence par l'analyse expérimentale.

## V.2.2 Modèle développé

Le principe de base de ce modèle consiste à séparer le problème de choc en deux sous-modèles ayant des échelles de temps différentes (figure V.23). Le premier modèle représente la phase de contact entre le bloc et la dalle durant quelques millisecondes. Le deuxième modèle simule les oscillations libres de la dalle durant plusieurs dizaines de millisecondes, en utilisant, comme valeurs initiales, les résultats du premier modèle. L'hypothèse est donc faite que le bloc percute une fois la dalle et lui transmet une quantité d'énergie la faisant osciller librement. Dans la réalité le bloc peut impacter plusieurs fois la dalle, mais dans le cas défavorable mais plausible, que le bloc impacte à plat, son énergie est essentiellement transmise à la dalle lors du premier contact.

Le premier modèle, appelé « contact », permettra d'obtenir l'effort de percussion ainsi que l'énergie totale transmise à la dalle à la fin du contact entre le bloc et la dalle. Le deuxième modèle, appelé « post impact », donnera les déplacements maximaux atteints par la dalle durant la première période d'oscillation.

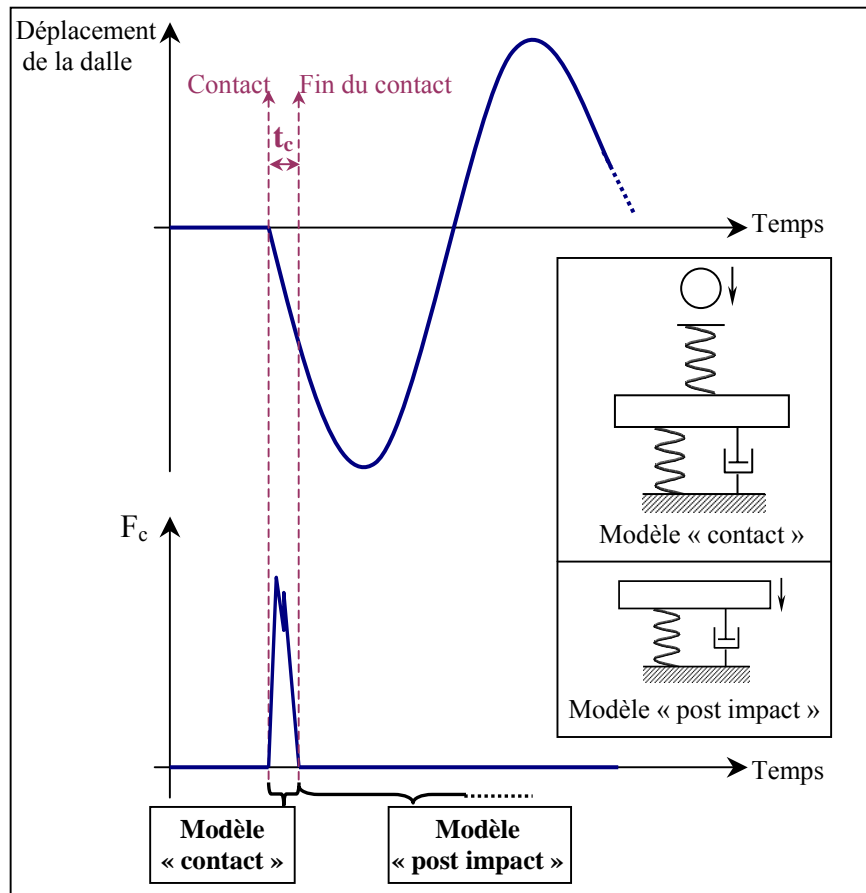


figure V.23 : décomposition du modèle simplifié en deux sous-modèles - « contact » et « post impact »

### V.2.2.1 Modèle « contact »

#### V.2.2.1.1 Description générale

La figure V.24 représente le modèle à deux degrés de liberté décrivant la phase de contact entre le bloc et la dalle. Les paramètres utilisés, qui seront calés ou calculés à partir de l'essai T5, sont les suivants :

- «  $m_b$  » et «  $v_b$  », respectivement masse et vitesse du bloc, sont les deux paramètres d'entrée du modèle,
- «  $k_{c1}$  » est la raideur élastique de contact à caler à partir du temps de contact expérimental. Ce paramètre est intrinsèque à la nature du choc et aux propriétés des matériaux en contact,
- «  $M_1^*$  » est la masse équivalente de la dalle durant le temps de contact ; elle dépend des caractéristiques de la dalle,
- «  $k_{d1}$  » est la raideur de la dalle durant le temps de contact et est intrinsèque à la dalle,
- «  $c_1$  » est un amortissement représentant les phénomènes de dissipation ayant lieu durant le contact (voir chapitre IV.2.5) et par le poinçonnement de la dalle,
- «  $u_{b1}$  » et «  $u_{d1}$  », déplacements du bloc et de la dalle, sont les deux paramètres de sortie du modèle.

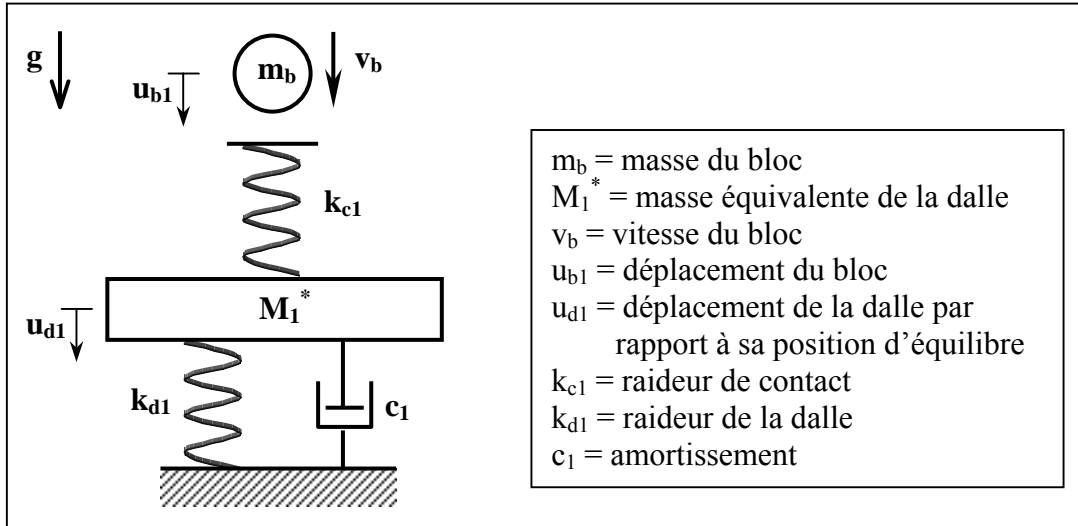


figure V.24 : modèle mécanique simplifié « contact »

La mise en équation du modèle est donnée par le système (V.11) :

$$\begin{cases} m_b (\ddot{u}_{b1} + g) + k_{c1} (u_{b1} - u_{d1}) = 0 \\ M_1^* \ddot{u}_{d1} - k_{c1} (u_{b1} - u_{d1}) + k_{d1} u_{d1} + c_1 \dot{u}_{d1} = 0 \end{cases} \quad (V.11)$$

Nous n'avons pas mis d'amortisseur en parallèle du ressort «  $k_{c1}$  » car, dans ce cas, l'effort de contact obtenu dépendait quasiment uniquement de l'amortissement et évoluait de façon hyperbolique d'une valeur démesurée à une valeur nulle.

Les deux paramètres de calage du modèle seront «  $k_{c1}$  », pour l'effort et le temps de contact, et «  $c_1$  » pour la dissipation d'énergie.

#### V.2.2.1.2 Raideur « $k_{c1}$ »

Le contact réel est certainement de type élasto-plastique avec un palier plastique «  $F_{\max}$  » atteint très rapidement, comme expliqué au chapitre IV.1.1. La valeur de «  $F_{\max}$  » conditionne énormément le comportement du modèle alors que son estimation théorique est pour l'instant problématique. Nous avons donc choisi de conserver une modélisation simple de loi de contact et d'évaluer ensuite «  $F_{\max}$  » à partir de la variation de la quantité de mouvement du bloc. Par défaut, la raideur de contact sera obtenue en considérant une loi élastique de Hertz [équation (V.12)].

$$F_c = k_{c1} (u_{b1} - u_{d1})^{3/2} \quad (V.12)$$

Le nouveau système (V.13) est ainsi obtenu.

$$\begin{cases} m_b (\ddot{u}_{b1} + g) + k_{c1} (u_{b1} - u_{d1})^{3/2} = 0 \\ M_1^* \ddot{u}_{d1} - k_{c1} (u_{b1} - u_{d1})^{3/2} + k_{d1} u_{d1} + c_1 \dot{u}_{d1} = 0 \end{cases} \quad (V.13)$$

La valeur de «  $k_{c1}$  » est calée à partir de l'essai T5 pour obtenir un temps de contact de 3,5 ms, conformément à l'expérimentation. Une fois le contact terminé, c'est-à-dire lorsque  $u_{b1} < u_{d1}$ , la raideur de contact est prise égale à zéro.

### V.2.2.1.3 Amortissement « $c_1$ »

Lors du choc, des phénomènes dissipatifs se produisent au niveau du contact entre le bloc et la dalle (déstructuration de surface, chaleur,...) et par poinçonnement. Ces différents mécanismes sont difficilement dissociables et nous avons décidé de les prendre en compte au travers d'un unique paramètre d'amortissement «  $c_1$  ». Ce paramètre est donc intrinsèque à la nature du contact et, dans une moindre mesure, aux caractéristiques de la dalle pour la dissipation due au poinçonnement. Il est calé pour que l'énergie totale de la dalle (énergie cinétique + énergie de déformation) soit égale à celle déterminée expérimentalement à la fin du temps de contact, soit 22 kJ (figure V.25).

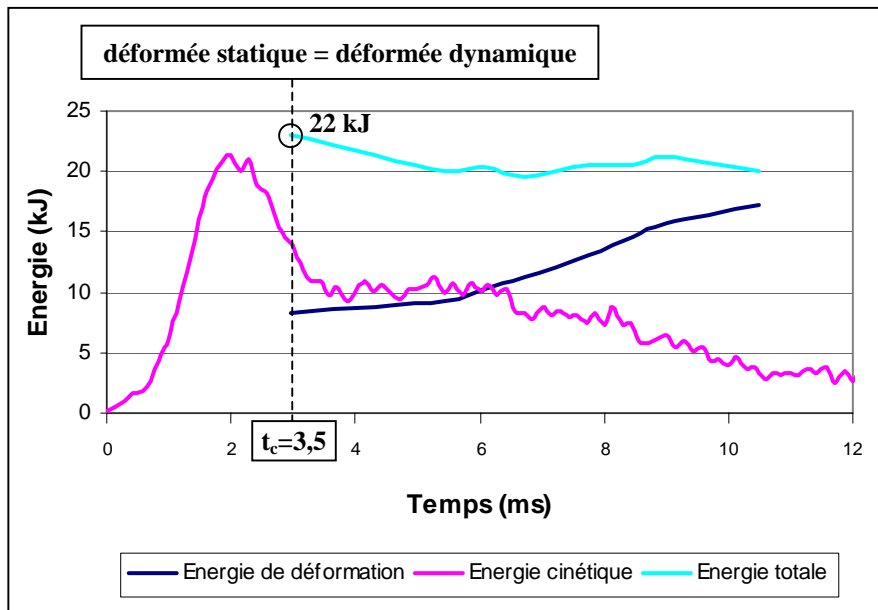


figure V.25 : évolution des énergies lors du test T5 (chapitre IV.2.1)

### V.2.2.1.4 Masse équivalente de la dalle « $M_1^*$ » et raideur de la dalle « $k_{d1}$ »

L'analyse expérimentale et sous ANSYS a mis en évidence le phénomène de mise en flexion progressive de la dalle. «  $M_1^*$  » et «  $k_{d1}$  » ne sont donc pas constants au cours du choc. Les déformées dynamique et statique ont même allure à la fin du temps de contact qui est d'environ 3,5 ms : nous avons déterminé «  $k_{d1}$  » et «  $M_1^*$  » à un temps moyen égal à la moitié du temps de contact soit 1,75 ms après l'impact (figure V.26).

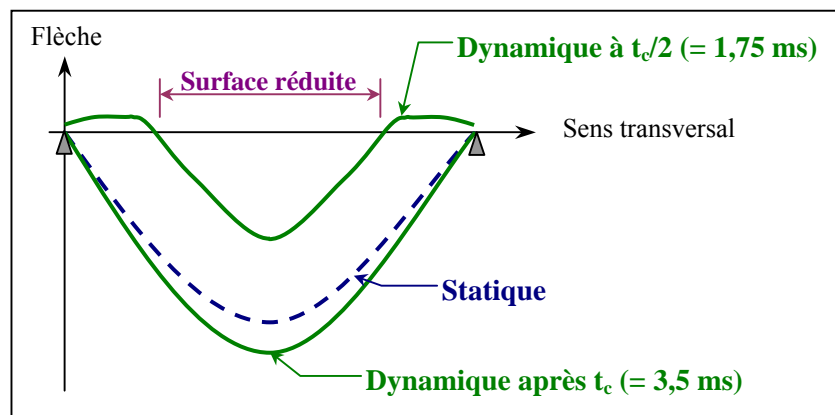


figure V.26 : schéma des déformées de la dalle dans le sens transversal à différents pas de temps



## V Modélisations numérique et simplifiée des essais

La surface de dalle réduite mise en flexion est déduite des courbes de déplacements dans les sens transversal et longitudinal obtenues sous ANSYS, comme le montre la figure V.27 : une surface réduite de dalle d'un diamètre de 2,80 m est adoptée pour ce modèle.

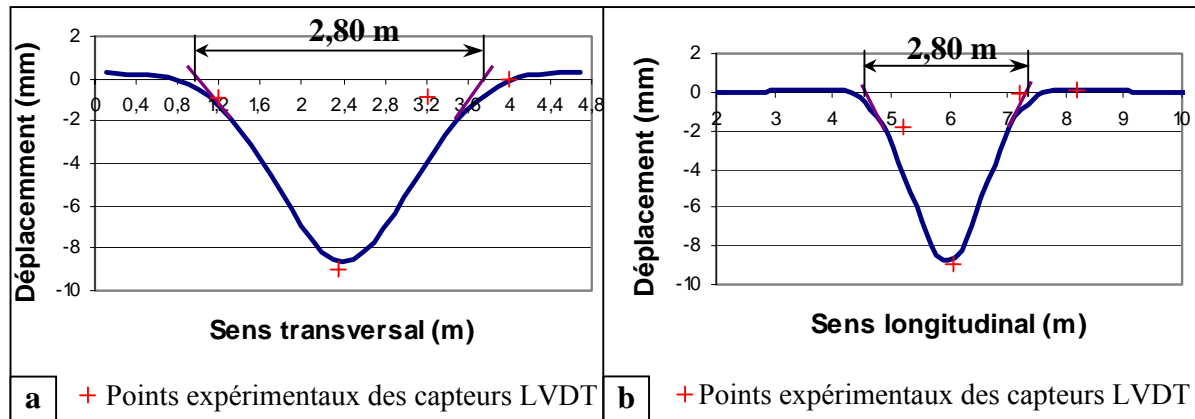


figure V.27 : portée réduite (a) dans le sens transversal et (b) dans les sens longitudinal (b) 1,75 ms après le contact sous ANSYS – Essai T5

Connaissant la surface réduite de dalle lors de la phase de contact, il est possible de calculer sa masse équivalente ainsi que sa raideur. A partir du modèle 6 couches en statique sous ANSYS (représentant  $\frac{1}{4}$  de la dalle), une ligne d'appuis est ajoutée afin de représenter la surface réduite (figure V.28).

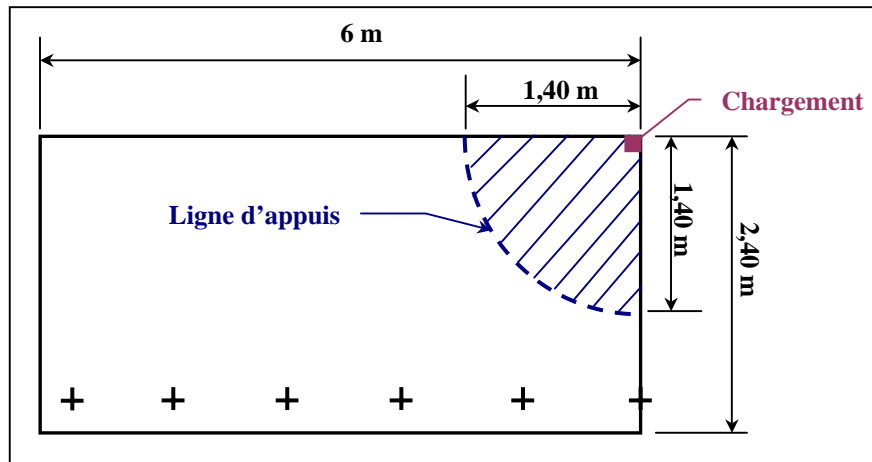


figure V.28 : modélisation du chargement statique de la surface réduite sous ANSYS

Un chargement statique est ensuite appliqué permettant d'obtenir la courbe de chargement (figure V.29). Pour tenir compte de l'effet de la vitesse sur les matériaux, les limites élastiques des armatures et du béton sont majorées par les coefficients donnés au chapitre II.1.2.

La courbe de chargement est ensuite interpolée par deux courbes polynomiales du 3<sup>e</sup> ordre afin d'avoir l'évolution de l'effort statique «  $F_{dl}$  » en fonction du déplacement [système (V.14)].

$$\begin{cases} \text{si } u_{dl} \leq 0,0024 \text{ m} \rightarrow F_{dl}(u_{dl}) = 5,94 \cdot 10^{13} u_{dl}^3 - 3,23 \cdot 10^{11} u_{dl}^2 + 8,66 \cdot 10^8 u_{dl} \\ \text{si } u_{dl} > 0,0024 \text{ m} \rightarrow F_{dl}(u_{dl}) = 1,58 \cdot 10^{11} u_{dl}^3 - 7,10 \cdot 10^9 u_{dl}^2 + 1,98 \cdot 10^8 u_{dl} + 6,01 \cdot 10^5 \end{cases} \quad (V.14)$$

## V Modélisations numérique et simplifiée des essais

Cette simulation offre également la possibilité de voir que, durant la phase de contact, la plastification des armatures apparaît pour un déplacement de 12,5 mm correspondant à un effort statique équivalent de 2,28 MN.

La masse équivalente de la dalle «  $M_1^*$  » est calculée à partir de l'équation (V.9) et du déplacement de chacun des éléments constituant la dalle. L'équation (V.15) donne une masse équivalente de 900 kg.

$$M_1^* = \rho_v \frac{\sum u_i^2 V_i}{u_{imp}^2} \quad (V.15)$$

avec  $\rho_v$  = masse volumique de la dalle (= 2500 kg.m<sup>-3</sup>)  
 $u_i$  = déplacement de l'élément  $i$  de la dalle  
 $u_{imp}$  = déplacement de l'élément à la verticale du chargement  
 $V_i$  = volume de l'élément  $i$

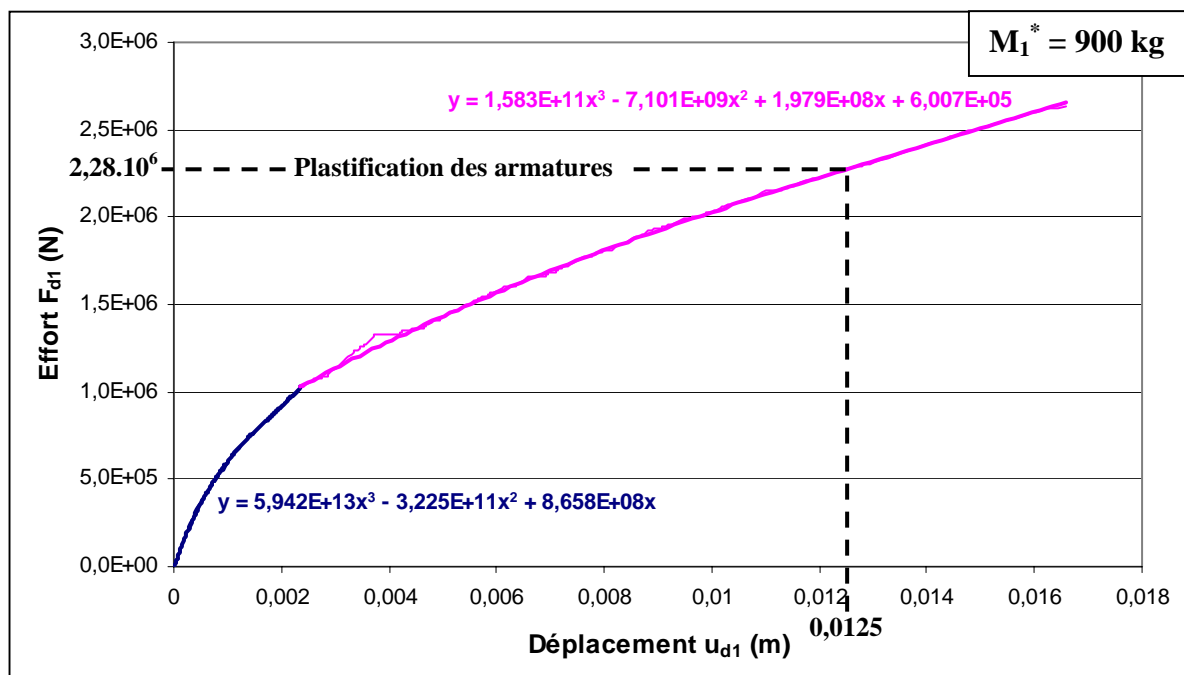


figure V.29 : courbe de chargement statique pour une portée de 2,80 m obtenue sous ANSYS avec le modèle 6 couches

### V.2.2.1.5 Calage des paramètres « $k_{c1}$ » et « $c_1$ »

Le couple de paramètres ( $k_{c1}$ ,  $c_1$ ) est ajusté, par rapport à l'essai T5, pour obtenir un temps de contact entre le bloc et la dalle «  $t_c$  » de 3,5 ms et une énergie totale dans la dalle à la fin du contact «  $E_{d1}$  » de 22 kJ. Le tableau V.3 montre que «  $k_{c1}$  » a une influence très faible sur l'énergie et que «  $c_1$  » n'a quasiment pas d'influence sur le temps de contact ce qui permet une approche découplée du problème.

$k_{c1}$ (10 <sup>9</sup> N.m <sup>-1</sup> )	$c_1$ (10 <sup>6</sup> N.s.m <sup>-1</sup> )	$t_c$ (ms)	$E_{d1}$ (kJ)
1,6	<b>0,9</b>	4	21,5
<b>2,2</b>		<b>3,5</b>	<b>21,95</b>
3,2		3	22,8
<b>2,2</b>	0,8	3,5	24,6
	<b>0,9</b>	<b>3,5</b>	<b>21,95</b>
	1	3,54	19,7

tableau V.3 : influence de «  $k_{c1}$  » et «  $c_1$  » sur «  $t_c$  » et «  $E_{d1}$  » - Essai T5

Le calage des deux paramètres est donc très rapide et le couple de valeurs suivant est choisi :

- $k_{cl} = 2,2 \cdot 10^9 \text{ N.m}^{-1}$
- $c_1 = 0,9 \cdot 10^6 \text{ N.s.m}^{-1}$

Ces valeurs sont ensuite gardées pour l'ensemble des simulations.

#### V.2.2.1.6 Résultats fournis par le modèle

La résolution numérique du système (V.13) est effectuée sous le logiciel Matlab avec la fonction « ode41 » reposant sur la méthode d'intégration explicite de Runge-Kutta [DOR, 80]. Cette fonction permet de résoudre uniquement des équations différentielles du premier ordre nécessitant une formalisation donnée par le système (V.16). Le pas d'intégration est de 0,01 ms et les résultats sont obtenus quasiment instantanément (pour un temps total de 0,3 s). Le listing des commandes de la simulation de l'essai d'impact T5 est donné dans l'annexe A5.

$$\begin{cases} \dot{u}_{d1} = v_{d1} \\ \dot{u}_{b1} = v_{b1} \\ \dot{v}_{b1} = -g - \frac{k_{cl}}{m_b} (u_{b1} - u_{d1})^{3/2} \\ \dot{v}_{d1} = \frac{k_{cl}}{M_1^*} (u_{b1} - u_{d1})^{3/2} - \frac{F_{d1}(u_{d1})}{M_1^*} - \frac{c_1}{M_1^*} v_{d1} \end{cases} \quad (\text{V.16})$$

Les résultats obtenus sont l'évolution au cours du temps des déplacements du bloc «  $u_{b1}$  » et de la dalle «  $u_{d1}$  » ainsi que leurs vitesses, respectivement «  $v_{b1}$  » et «  $v_{d1}$  ». Les énergies cinétique «  $E_{cd1}$  », de déformation «  $E_{def_{d1}}$  » et totale «  $E_{d1}$  » de la dalle peuvent être calculées à partir des équations (V.17) à (V.19).

$$E_{cd1} = \frac{1}{2} M_1^* v_{d1}^2 \quad (\text{V.17})$$

$$E_{def_{d1}} = \int_0^{u_{d1}} F_{d1} du_{d1} \quad (\text{V.18})$$

$$E_{d1} = E_{cd1} + E_{def_{d1}} \quad (\text{V.19})$$

L'effort de contact maximal «  $F_{c,max}$  » est estimé à partir de la variation de la quantité de mouvement du bloc «  $Q_b$  » durant le temps de contact «  $t_c$  » et en considérant un contact plastique (figure V.30). «  $F_{c,max}$  » est ainsi calculé à l'aide de l'équation (V.20).

$$F_{c,max} = \frac{m_b [v_b(t=0) - v_b(t=t_c)]}{t_c} \quad (\text{V.20})$$

avec  $v_b(t=0)$  = vitesse d'impact du bloc

$v_b(t=t_c)$  = vitesse du bloc à la fin du temps de contact

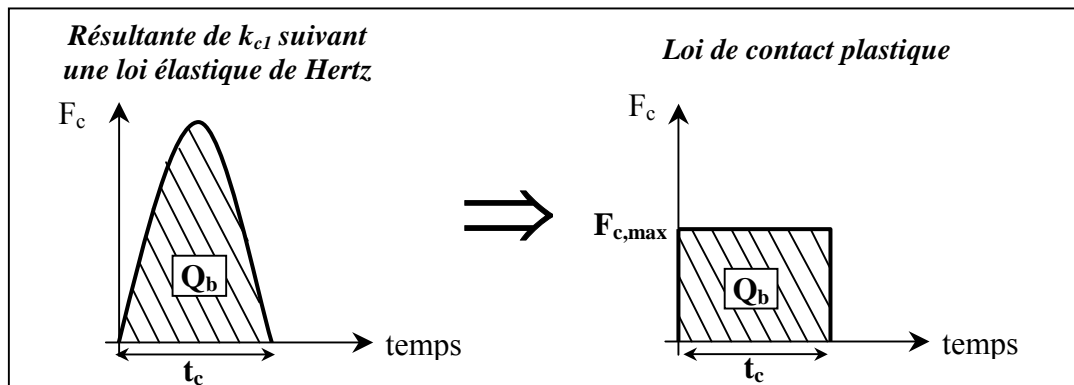


figure V.30 : détermination de l'effort de contact pour le modèle simplifié « contact »

En résumé, le modèle « contact » permet d'avoir, à la fin du temps de contact, l'effort de percussion exercé par le bloc ainsi que le déplacement et l'énergie totale de la dalle. L'organigramme complet du modèle est donné dans le paragraphe V.2.2.3.

### V.2.2.2 Modèle « post impact »

La phase qui suit le contact entre le bloc et la dalle correspond à une vibration libre de la dalle ; elle est décrite par le modèle de la figure V.31. Ses paramètres sont les suivants :

- «  $M_2^*$  » est la masse équivalente de la dalle (différente de «  $M_1^*$  »),
- «  $k_{d2}$  » est la raideur de la dalle,
- «  $c_2$  » représente l'amortissement des vibrations de la structure,
- «  $u_{d2}$  » et «  $v_{d2}$  », respectivement déplacement et vitesse de la dalle, sont les deux paramètres d'entrée déterminés à partir du modèle « contact ».

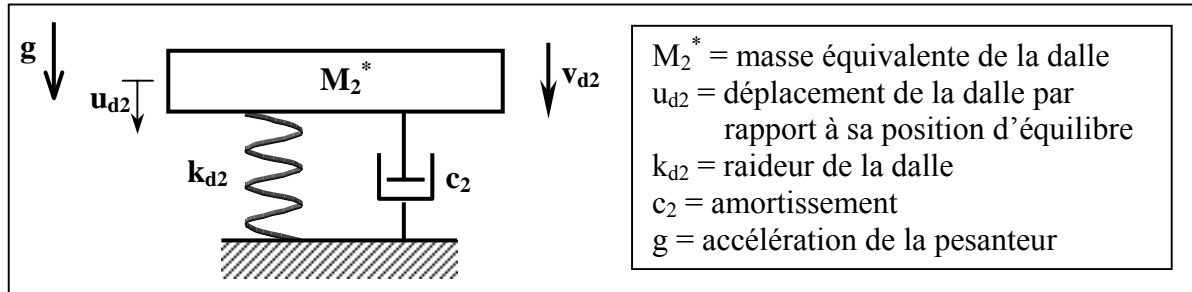


figure V.31 : modèle mécanique simplifié « post impact »

La mise en équation du modèle est donnée par :

$$M_2^* \ddot{u}_{d2} + c_2 \dot{u}_{d2} + k_{d2} u_{d2} = 0 \quad (V.21)$$

#### V.2.2.2.1 Masse équivalente de la dalle « $M_2^*$ » et raideur de la dalle « $k_{d2}$ »

Les analyses expérimentales et les résultats du modèle numérique sous ANSYS ont révélé que la déformée dynamique de la dalle avait la même allure que la déformée statique après le temps de contact. La masse équivalente et la raideur de la dalle sont donc déterminées en prenant en compte la totalité de la dalle sollicitée sous un chargement statique. La modélisation est effectuée sous ANSYS en utilisant le modèle 6 couches et en majorant les limites élastiques des armatures et du béton pour prendre en compte les effets de la vitesse. La courbe de chargement de la figure V.32 ainsi obtenue permet d'avoir, par approximation, l'évolution de l'effort «  $F_{d2}$  » en fonction du déplacement [système (V.22)].

$$\begin{cases} \text{si } u_{d2} \leq 0,0051 \text{ m} \rightarrow F_{d2}(u_{d2}) = 3,70 \cdot 10^{12} u_{d2}^3 - 4,48 \cdot 10^{10} u_{d2}^2 + 2,51 \cdot 10^8 u_{d2} \\ \text{si } u_{d2} > 0,0051 \text{ m} \rightarrow F_{d2}(u_{d2}) = 1,91 \cdot 10^9 u_{d2}^3 - 5,27 \cdot 10^8 u_{d2}^2 + 6,12 \cdot 10^7 u_{d2} + 3,13 \cdot 10^5 \end{cases} \quad (V.22)$$

La plastification des armatures transversales inférieures apparaît pour un déplacement de 28 mm, soit un chargement statique équivalent de 1,66 MN.

La masse équivalente de la dalle est calculée avec l'équation (V.15) et a pour valeur 4200 kg.

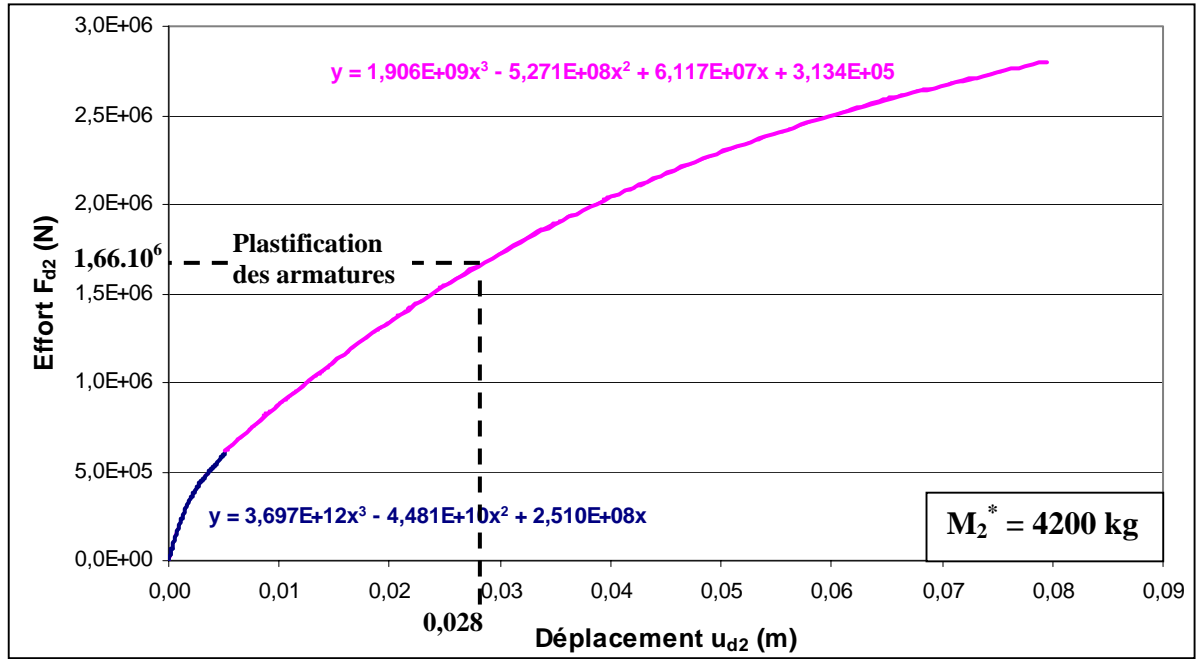


figure V.32 : courbe de chargement statique de la dalle

#### V.2.2.2.2 Amortissement « $c_2$ »

L'amortisseur «  $c_2$  » représente l'amortissement des vibrations de la dalle lorsqu'elle oscille librement. Le coefficient «  $c_2$  » peut être calculé en première approximation, pour un système à un degré de liberté, par l'équation (V.23).

$$c_2 = 2\zeta M_2^* \sqrt{\frac{k_{d2,moy}}{M_2^*}} \quad (V.23)$$

avec  $M_2^*$  = masse équivalente de la dalle pour le modèle « post impact »  
 $k_{d2,moy} = 55 \text{ kN.mm}^{-1}$  : raideur moyenne de la dalle après la fissuration du béton par traction  
 $\zeta = 11 \%$  : amortissement expérimental (chapitre III.3.2.1)

Le coefficient «  $\zeta$  » est de 11 % pour la première période (endommagement de la dalle) puis diminue rapidement jusqu'à une valeur de 5%. L'objectif du modèle est de déterminer les déplacements maximaux de la structure, c'est-à-dire durant la première période : «  $\zeta$  » est donc pris égal à 11 % même si cela entraîne une surestimation de l'amortissement pour les périodes suivantes.

#### V.2.2.2.3 Paramètres d'entrée « $u_{d2,0}$ » et « $v_{d2,0}$ »

Le modèle « contact » donne le déplacement «  $u_{d1,0}$  » et l'énergie totale de la dalle «  $E_{d1,0}$  » à la fin du temps de contact. Le passage entre les deux modèles repose sur une conservation de l'énergie totale de la dalle. La raideur et la masse équivalente évoluant entre les deux modèles, il convient de recalculer la part d'énergie cinétique «  $E_{cd2,0}$  » et de déformation «  $E_{defd2,0}$  » initiale dans la dalle pour le modèle « post impact ».

«  $E_{defd2,0}$  » est calculée à partir de l'équation (V.24).

$$E_{defd2,0} = \int_0^{u_{d1,0}} F_{d2} du_{d2} \quad (V.24)$$

Avec «  $F_{d2}$  » pour une surface totale de dalle prise en compte.

«  $E_{cd2,0}$  » peut être ensuite déterminée avec l'équation (V.25).

$$Ec_{d2,0} = E_{d1,0} - E_{def_{d2,0}} \quad (V.25)$$

La vitesse initiale de la dalle «  $v_{d2,0}$  » est ensuite déduite à l'aide de l'équation (V.26).

$$v_{d2,0} = \sqrt{\frac{2 Ec_{d2,0}}{M_2^*}} \quad (V.26)$$

Le système a donc pour conditions initiales une masse équivalente de dalle «  $M_2^*$  » avec un déplacement «  $u_{d2,0}$  » égal à «  $u_{d1,0}$  » et une vitesse «  $v_{d2,0}$  ».

#### V.2.2.2.4 Résultats fournis par le modèle

Le système (V.21) est résolu, comme pour le modèle « contact », sous le logiciel Matlab car la raideur de la dalle évolue en fonction de son déplacement. Le modèle « post impact » donne comme résultat principal l'évolution des déplacements de la dalle au cours du temps. La valeur essentielle servant au dimensionnement des armatures est le déplacement maximal en flexion permettant de remonter aux déformations dans les armatures.

#### V.2.2.3 Organigramme du modèle simplifié

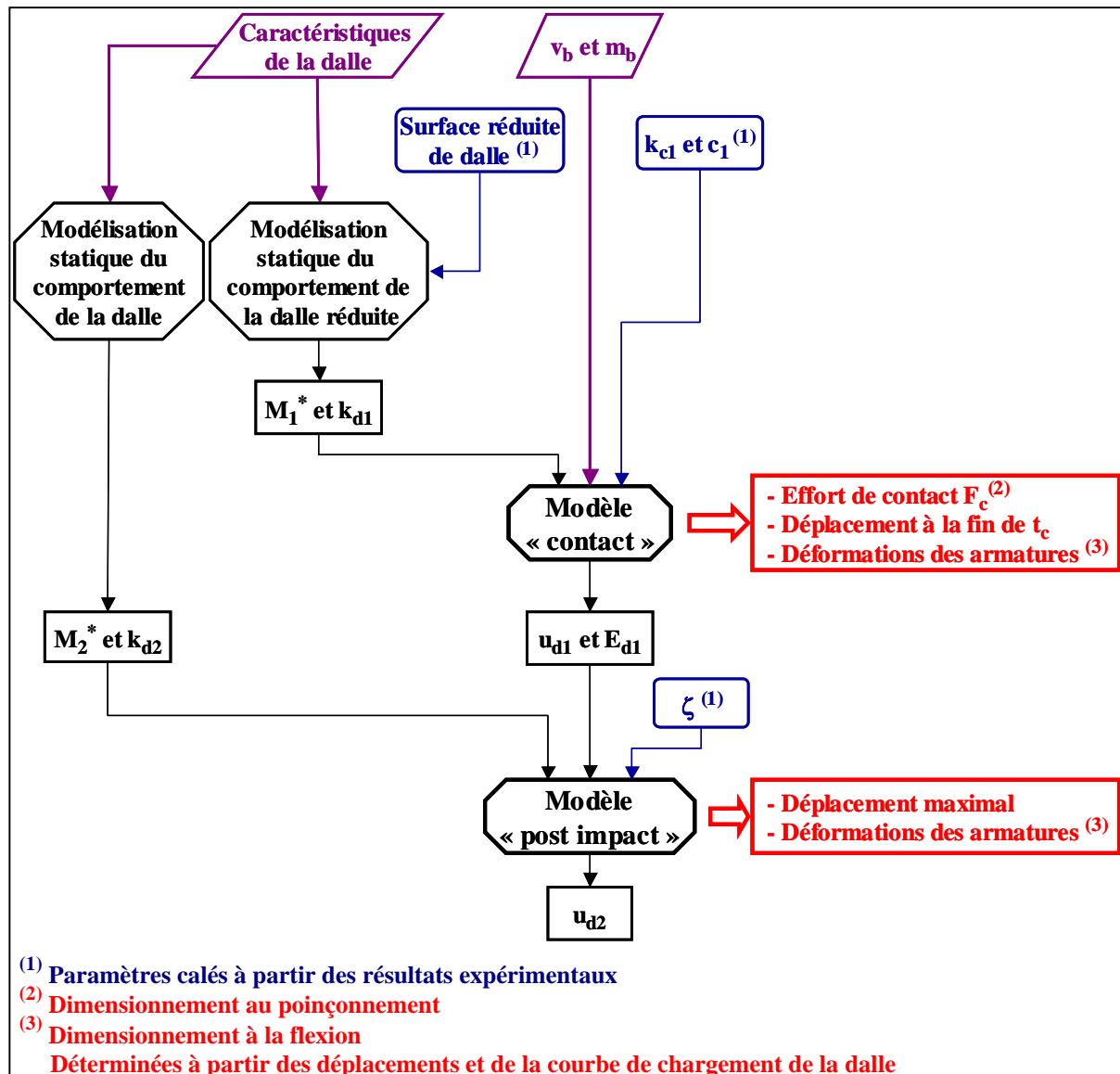


figure V.33 : organigramme complet du modèle simplifié développé

### V.2.3 Simulations des essais expérimentaux

#### V.2.3.1 Essai T5 : impact « exceptionnel » en travée à 134 kJ

L'ensemble des paramètres du modèle « contact » ayant été calés sur ce modèle, les graphiques de la figure V.34 indiquent bien un temps de contact de 3,5 ms et une énergie totale de la dalle d'environ 22 kJ. L'effort de contact, prenant en compte l'hypothèse d'un choc plastique, est calculé par l'équation (V.20) et a pour valeur 5 MN. L'effort principal déduit de l'analyse expérimentale était d'environ 2,8 MN. Cette différence s'explique par le fait que, lors des essais, le bloc impactait plusieurs fois la dalle au cours de sa flexion ; or dans le modèle « contact », la totalité de l'énergie est transmise en un seul choc entre le bloc et la dalle. L'effort de contact étant unique, il est compréhensible qu'il soit supérieur.

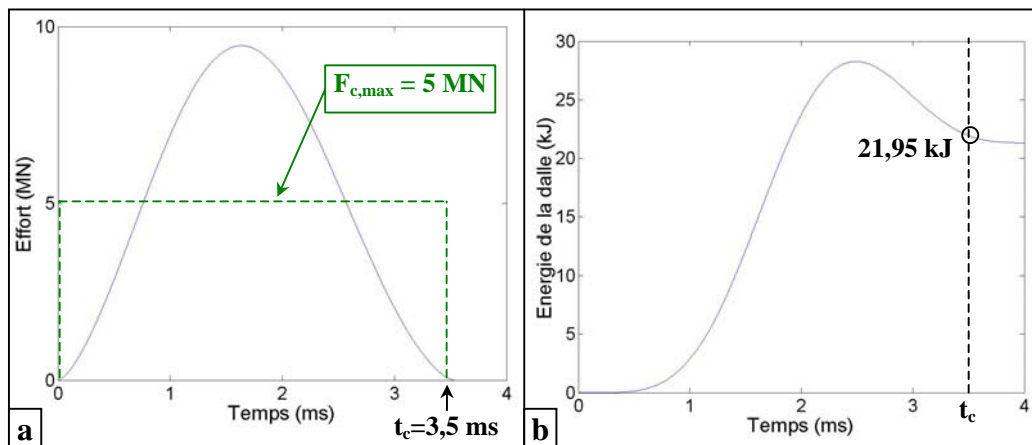


figure V.34 : (a) effort de contact et (b) énergie totale de la dalle issus du modèle « contact » - Essai T5

D'après la figure V.35, la vitesse maximale de la dalle ainsi que son déplacement à la fin du temps de contact sont respectivement de  $6,6 \text{ m.s}^{-1}$  et 13 mm. Ces résultats sont relativement proches des données expérimentales avec une vitesse maximale au point d'impact de  $7,6 \text{ m.s}^{-1}$  et un déplacement à la fin de «  $t_c$  » de 15 mm (chapitre IV.1.1.1.2). Le déplacement obtenu par le modèle « contact » indique que les armatures sont sollicitées à la limite de leur plastification puisque, d'après la figure V.29, elle intervient pour un déplacement de 12,5 mm. Cette constatation est conforme à l'expérimentation puisque durant la phase de contact les armatures avaient atteint leur limite élastique ( $3500 \mu\text{m.m}^{-1}$ ) pour l'essai T4 ( $5580 \mu\text{m.m}^{-1}$ ) et avaient subi des déformations conséquentes ( $2290 \mu\text{m.m}^{-1}$ ) pour l'essai T5.

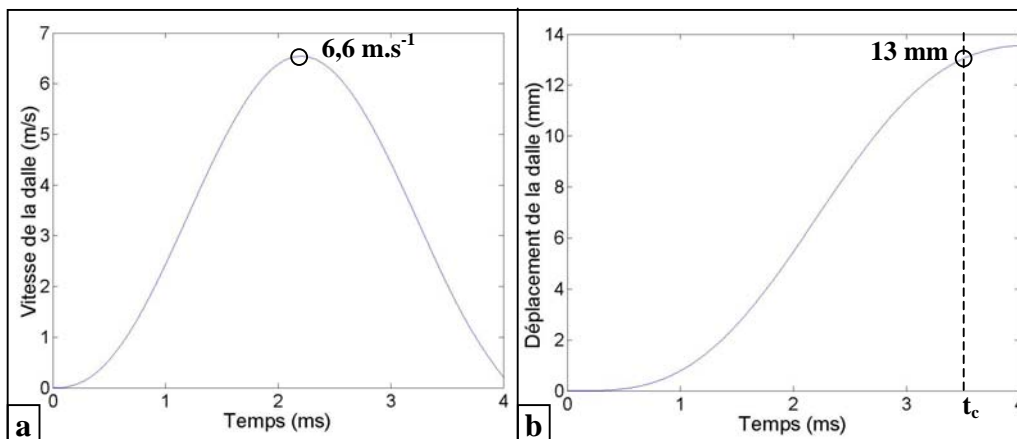


figure V.35 : (a) vitesse et (b) déplacement de la dalle issus du modèle « contact » - Essai T5

Au vu de ces comparaisons avec l'expérimentation, le modèle « contact » traduit assez fidèlement la mise en mouvement progressive et le déplacement de la dalle durant la phase de contact. Seul l'effort de percussion est supérieur à l'effort expérimental, ce qui s'explique par le fait que le modèle simule un choc unique entre le bloc et la dalle. L'avantage de ce modèle est de prendre en compte le phénomène de flexion partielle de la dalle qui engendre les déformations les plus importantes dans les armatures.

Les paramètres d'entrée du modèle « post-impact » sont une énergie totale dans la dalle de 21,95 kJ et un déplacement initial de 13 mm.

L'évolution des déplacements de la dalle obtenus par le modèle « post impact » est donnée par la figure V.36-a. Le déplacement maximal de 22,5 mm est inférieur de 3 % au déplacement maximal expérimental au niveau du point d'impact (capteur I) qui est de 23,2 mm. En traçant l'évolution complète des déplacements donnés par les deux modèles et en la comparant aux valeurs fournies par le capteur I (figure V.36-b), nous pouvons constater que les modèles simplifiés reproduisent fidèlement la mise en flexion de la dalle. La remontée de la dalle est beaucoup moins bien simulée car notre modèle est une simplification à un degré de liberté et que la raideur de la dalle est identique au chargement et au déchargement. Cependant, le déplacement maximal atteint lors de la remontée de la dalle est correctement estimé avec 16,2 mm pour une valeur expérimentale de 15 mm.

La plastification des armatures transversales est atteinte seulement à partir d'un déplacement de 28 mm. La mise en flexion totale de la dalle n'entraîne donc aucun dommage irréversible conformément aux constatations expérimentales.

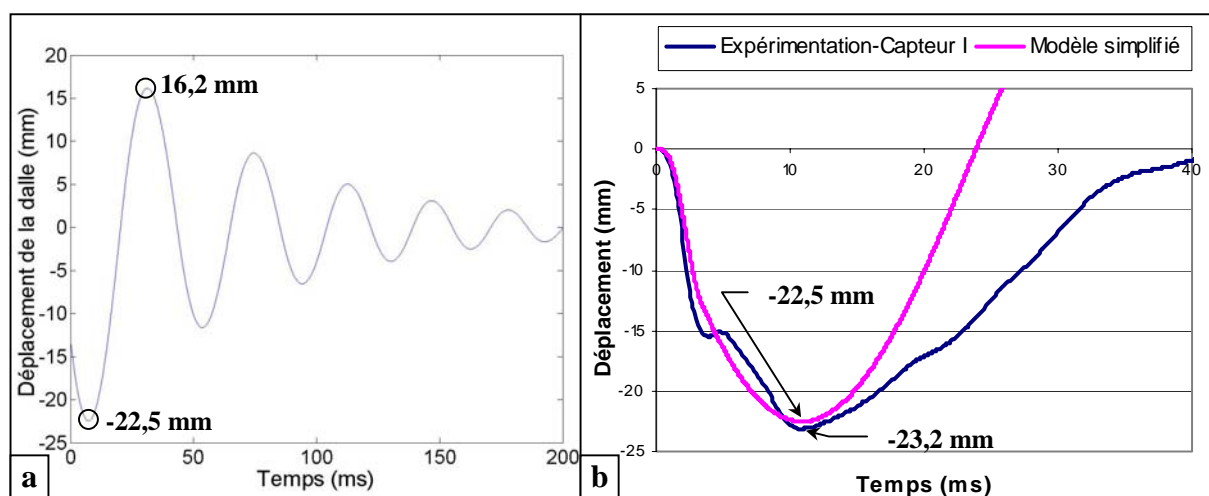


figure V.36 : (a) déplacement de la dalle avec le modèle « post impact » et (b) comparaison avec l'expérimentation sur la première demi-période – Essai T5

Ces comparaisons avec l'expérimentation permettent de conclure que les résultats fournis par les modèles simplifiés « contact » et « post impact » représentent correctement le comportement de la dalle. Afin de valider les paramètres de calage «  $k_{c1}$  » et «  $c_1$  », l'essai T1 correspondant à un choc « courant » à 67 kJ en partie centrale est simulé.

### V.2.3.2 Essai T1 : impact « courant » en travée à 67 kJ

Pour cette simulation, les paramètres du modèle sont inchangés par rapport à la modélisation de l'essai T5 ; seule la hauteur de chute du bloc passe de 30 à 15 m.

Le temps de contact entre le bloc et la dalle est de 3,8 ms alors qu'il était de 3,5 ms pour le test T4 (figure V.37-a). «  $t_c$  » subit donc une augmentation conformément aux commentaires dans l'analyse bibliographique : lors d'un choc élastique, pour un bloc de même masse, plus



la vitesse d'impact est élevée et plus le temps de contact est court. L'effort de percussion est estimé à 3,3 MN et une énergie de 11,9 kJ est transmise à la dalle à la fin du temps de contact (figure V.37-b).

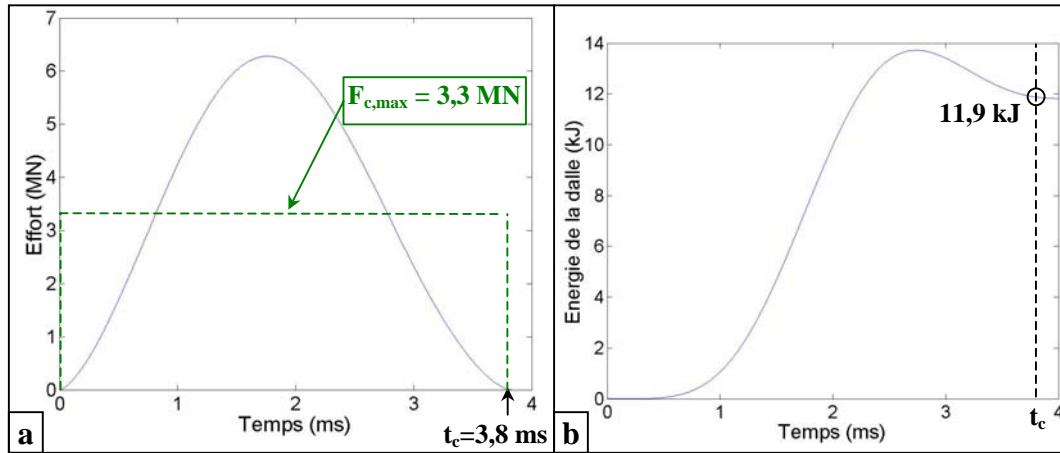


figure V.37 : (a) effort de contact et (b) énergie totale transmise à la dalle issus du modèle « contact » - Test T1

D'après la figure V.38-a, le déplacement atteint par la dalle à la fin de «  $t_c$  » est de 9 mm ; il n'engendre donc aucune plastification des armatures (plastification à partir d'une flèche de 12,5 mm).

Le déplacement maximal obtenu par le modèle « post impact » est de 15,4 mm (figure V.38-b) contre 14,5 mm expérimentalement. La précision des mesures étant de  $\pm 0,5$  mm, la flèche maximale de la dalle est correctement estimée. De plus, elle est inférieure à la limite de plastification des armatures qui correspond à un déplacement de 28 mm. Les déplacements de la dalle n'ont donc engendré aucune plastification des armatures conformément aux données recueillies par les jauges de déformation lors du test T1.

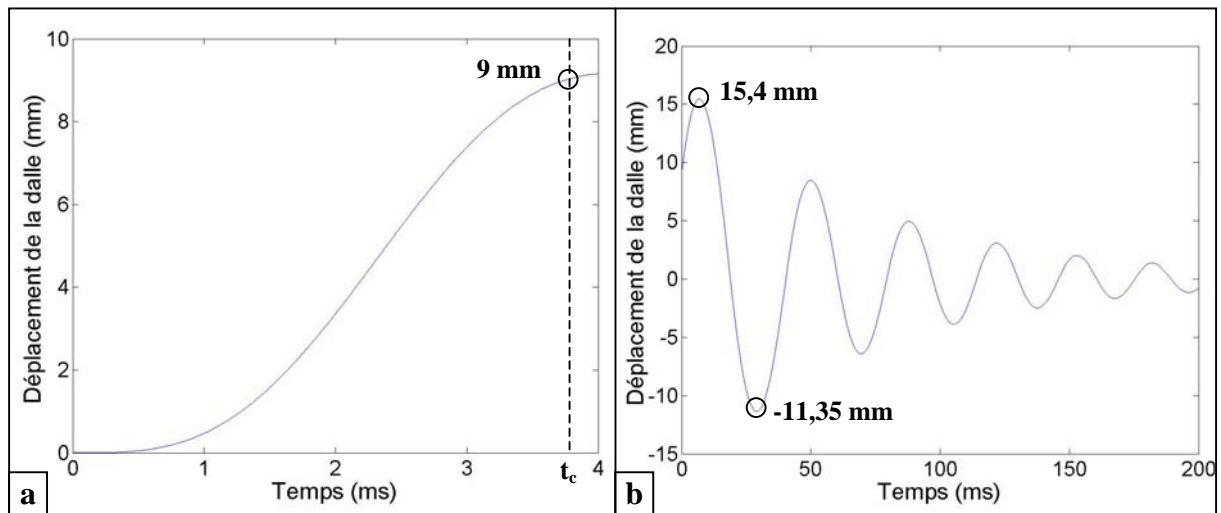


figure V.38 : (a) déplacement à la fin du temps de contact issu du modèle « contact » et (b) déplacement maximal issu du modèle « post impact » - Test T1

Les grandeurs principales mesurées expérimentalement, à savoir les déformations des armatures inférieures et la flèche maximale de la dalle, sont retrouvées par les modèles « contact » et « post impact ». La simulation de l'essai T1 a été effectuée sans qu'aucun paramètre n'ait varié par rapport à la modélisation du test T5 ce qui prouve la validité des modèles.

### V.2.3.3 Comparaison avec le modèle de Tonello

Le tableau V.4 compare les déplacements maximaux de la dalle obtenus avec le modèle développé et par avec modèle simplifié « masse-ressort » utilisé par le bureau d'études Tonello IC.

	Déplacement maximal de la dalle (mm)		
	Expérimentation	Modèle développé	Modèle de Tonello
Essai T5 (134 kJ)	23,2	22,5	34
Essai T1 (67 kJ)	14,5	15,4	23

tableau V.4 : déplacements maximaux de la dalle donnés avec le modèle développé et avec le modèle de Tonello

Il apparaît que le fait de dissocier l'impact en deux sous-modèles et de ne plus considérer le choc comme parfaitement mou permet d'avoir une bien meilleure estimation des déplacements maximaux atteints par la dalle.

Nous remarquerons néanmoins que dans le modèle simplifié de Tonello, les déplacements sont surestimés ce qui va dans le sens de la sécurité.

### V.2.4 Perspectives

Les modèles simplifiés « contact » et « post impact » permettent d'obtenir les grandeurs caractéristiques nécessaires pour dimensionner une dalle pour un choc en travée. La résistance des armatures de flexion est contrôlée grâce à leurs déformations maximales obtenues par l'intermédiaire des déplacements maximaux. La vérification de la dalle au poinçonnement est effectuée en comparant sa résistance à l'effort de contact maximal.

Un point important du modèle « contact » est la prise en compte d'une surface réduite de la dalle durant la phase de contact. Les dimensions de cette surface dépendent essentiellement de l'épaisseur de la dalle et de son ferrailage. La portée de la dalle ne doit avoir qu'une influence limitée dès lors qu'elle est suffisamment importante (figure V.39). Des expérimentations ou simulations numériques avec différentes caractéristiques de dalle pourraient permettre l'obtention d'une formule empirique ou d'abaques.

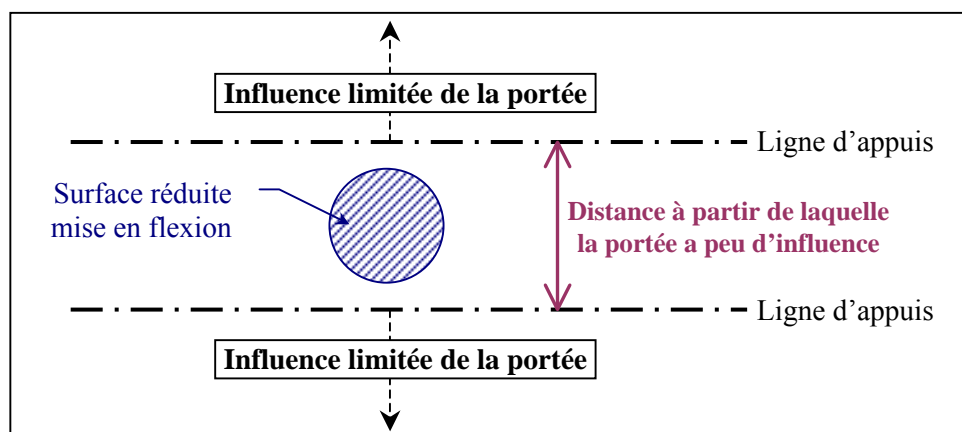


figure V.39 : schéma représentant l'influence limitée de la portée à partir d'une certaine distance

Les courbes de chargement en statique ont été déterminées, par commodité, avec le logiciel ANSYS. Cependant des travaux sont actuellement en cours au LOCIE afin d'obtenir ces résultats de façon analytique par la théorie des plaques et des multicouches. Pour la phase de contact, la surface réduite peut être approchée par une dalle circulaire reposant sur une ligne d'appui ponctuelle.

Dans notre modèle, le paramètre de contact «  $k_{c1}$  » suit la loi élastique de Hertz. Ce paramètre dépend principalement des caractéristiques de l'impacteur : forme, volume, masse, nature des matériaux. Un affinement de ce paramètre semble nécessaire afin de mieux prendre en compte le caractère élasto-plastique du choc.

La dissipation d'énergie lors du contact et par poinçonnement est représentée par l'amortissement «  $c_1$  ». Une étude numérique jouant sur les caractéristiques de la dalle apparaît nécessaire afin de voir son influence sur la quantité d'énergie transmise à la dalle.

Les deux modèles simplifiés sont une première approche dans le développement de méthodes de calcul applicables en bureau d'études. Ils permettent de reproduire correctement les essais d'impact sur la dalle expérimentale et de prendre en compte les phénomènes dynamiques. Une fois le calage des paramètres de contact et de dissipation effectués, les variables du modèle sont déterminées uniquement à partir de modélisations statiques. Un travail approfondi sur la sensibilité des différents paramètres est encore nécessaire afin d'extrapoler ces recherches à des structures impactées par des blocs rocheux.

### V.3 SYNTHÈSE

Le modèle numérique développé sous le logiciel ANSYS a pour caractéristique principale de modéliser le ferrailage et le béton par un élément unique (« *smeared* ») de rigidité équivalente. Les résultats fournis, sur la première demi-période, reproduisent correctement le comportement dynamique de la dalle comparativement aux données expérimentalement. L'avantage de ce modèle est d'être économique en temps de calcul et de permettre de tester facilement différentes configurations de dalle. En effet les armatures inférieures, dans les deux directions, ainsi que les armatures d'effort tranchant sont prises en compte par l'intermédiaire de taux de ferrailage qu'il est aisé de faire varier. En contrepartie, son défaut est de ne pas reproduire correctement l'endommagement de la dalle par poinçonnement. L'effort de contact peut néanmoins être calculé, permettant une comparaison avec la résistance au poinçonnement de la dalle.

Dans l'objectif d'aboutir à la mise au point de méthodes de calcul, le développement d'un modèle mécanique simple est indispensable. Le prototype développé, destiné à reproduire les impacts effectués à mi-travée, a pour concept de base de dissocier la phase de contact entre le bloc et la dalle du reste du mouvement de la structure. Les deux modèles engendrés sont de type « masse-ressort-amortisseur » avec un ou deux degrés de liberté. Une fois le calage du modèle effectué, les différentes variables sont calculées uniquement à partir de simulations statiques. Au final, les déplacements maximaux de la dalle ainsi que les efforts de contact sont obtenus. La comparaison avec différents tests expérimentaux révèle une bonne concordance des résultats.

Cette modélisation simplifiée est donc une première voie vers une méthode globale de pré-dimensionnement des pare-blocs structurellement dissipants. Un affinement et une étude de sensibilité de certains paramètres reste néanmoins à effectuer pour extrapoler ces recherches à la simulation d'impact de blocs rocheux sur des structures réelles. L'utilisation d'un code élément finis en trois dimensions apparaît néanmoins nécessaire afin de finaliser le dimensionnement après une première approche avec un modèle simplifié.



# CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

## Conclusions

Cette thèse aborde le comportement des structures en béton armé soumises à des impacts à faible vitesse au travers de l'étude d'un nouveau concept de structure pare-bloc appelé Pare-blocs Structurellement Dissipant (PSD). Le concept novateur est de dissiper l'énergie d'impact directement dans la dalle en béton armé ou dans ses appuis fusibles et non plus dans la couche de matériau amortissant utilisée dans les ouvrages classiques.

Une étude expérimentale sur un modèle à l'échelle 1/3 d'une structure PSD a validé le principe de fonctionnement et de réparation. L'analyse des données recueillies, lors des essais en milieu de travée, a mis en exergue trois mécanismes d'endommagement de la dalle : la déstructuration de surface de la zone d'impact, le poinçonnement et la flexion. Une réparation locale, consistant à remplacer la zone de béton fortement fissurée et, si besoin est, les armatures, a permis de retrouver les caractéristiques initiales de la dalle. Pour les impacts en rive, les dommages majeurs se limitent à un cloquage des appuis fusibles proches du choc. Nous avons également mis en évidence, durant les premières millisecondes du choc, que seule une surface réduite de dalle est mise en flexion. Ce phénomène engendre des déformations dans les armatures longitudinales plus élevées que lorsque la dalle est totalement fléchie et atteint sa flèche maximale. Concernant le poinçonnement, il tend à éjecter un cône de béton provoquant l'apparition d'une fissure inclinée à  $45^\circ$ , un cisaillement des armatures inférieures et supérieures et une mise en traction des armatures d'effort tranchant.

D'autre part les efforts de percussion appliqués à la dalle durant la phase de contact ont été déterminés expérimentalement à partir de la variation de la quantité de mouvement du bloc. Pour un choc à 135 kJ à mi-travée, les temps de contact sont de l'ordre 3,5 ms et les efforts de percussion compris entre 2,1 et 2,8 MN. Les paramètres influençant ces résultats sont la rigidité de la dalle, les caractéristiques des matériaux, la masse et la vitesse d'impact du bloc ainsi que son inclinaison au moment de l'impact. La comparaison des efforts de percussion avec la résistance au poinçonnement de la dalle, déterminée par la méthode de Menétrey, montre qu'un dépassement de cette limite se traduit par une rupture d'armatures d'effort tranchant et donc à un risque d'éjection locale du béton de la dalle.

Ensuite, un bilan énergétique a démontré que, pour un choc à 135 kJ à mi-travée, 12 à 16 % de l'énergie incidente du bloc est transférée à la dalle. Cette énergie se retrouve sous forme d'un échange entre énergie cinétique et de déformation au cours des oscillations de la structure. Il s'est également avéré que l'énergie dissipée par le phénomène de poinçonnement est faible vis-à-vis de l'énergie absorbée dans la flexion de la dalle. A partir des énergies relatives du bloc et de la dalle avant et après éjection, un coefficient de restitution de 0,1 a été estimé. Il apparaît également que les appuis fusibles n'ont une influence dans l'absorption de l'énergie d'impact que lorsqu'un cloquage se produit, c'est-à-dire pour les chocs en rive.

En parallèle, des simulations numériques sous un code éléments finis, en modélisant le ferrailage et le béton par un élément homogénéisé de rigidité équivalente, ont été réalisées. Les résultats obtenus sont tout à fait satisfaisants en reproduisant correctement les phénomènes dynamiques lors de la flexion de la dalle et les déformations expérimentales des armatures. Seul l'endommagement par poinçonnement n'est pas correctement reproduit mais l'effort de percussion maximal peut néanmoins être calculé. L'atout majeur de cette modélisation est de pouvoir tester facilement et avec de faibles temps de calcul différentes configurations de la dalle (taux d'armatures, portée, épaisseur) dans une phase de dimensionnement. Une amélioration envisagée est un affinement du comportement des appuis fusibles afin de pouvoir simuler les chocs en rive.

Dans l'objectif de mise au point de méthodes de calcul utilisables en bureau d'ingénierie, un modèle mécanique simplifié est développé. Le principe de base consiste à découpler le problème en deux sous-modèles : le premier représentant la phase de contact entre le bloc et la dalle, le deuxième les oscillations libres de la structure. Ce procédé a pour avantage de tenir compte du phénomène dynamique de mise en flexion locale de la dalle en prenant les caractéristiques d'une surface de dalle réduite pour le premier modèle. De plus, une fois le calage du modèle effectué, les différentes variables sont déterminées uniquement à partir de simulations statiques. Au final, les résultats obtenus donnent les grandeurs principales (flèches maximales, déformations des armatures de flexion, effort de contact maximal) permettant de vérifier le dimensionnement de la dalle. Une étude de sensibilité importante et un calage des paramètres pour différentes configurations de dalle et pour des impacts de blocs rocheux restent encore à effectuer pour pouvoir envisager une extrapolation de ce modèle sur des structures réelles.

## Perspectives

Ce travail est caractérisé par la mise en évidence de nombreux phénomènes apparaissant lors d'impacts à faible vitesse sur des dalles en béton armé. Certains aspects ont été traités mais d'autres n'ont pu être abordés par manque de temps ou de moyens.

Premièrement, l'étude énergétique a montré une importante dissipation d'énergie durant la phase de contact entre le bloc et la dalle. Une part de cette énergie semble se retrouver sous forme de chaleur mais sa quantification reste difficile. Des expérimentations de lâcher de blocs couplées à une analyse par thermographie infrarouge sont en projet au sein du LOCIE et devraient permettre de répondre à cette interrogation. Toujours durant cette phase de contact, une évaluation plus précise de la nature du choc et de l'évolution de l'effort de percussion permettrait d'affiner l'expression de la raideur de contact dans le modèle simplifié.

L'influence d'une couche amortissante mince, de type béton bitumineux, sur l'endommagement de la dalle, notamment pour les chocs « courants », pourrait également être regardée.

Deuxièmement, une étude expérimentale du poinçonnement des dalles en dynamique apparaît essentielle afin de mieux cerner l'influence de la masse et de la vitesse du bloc sur les dommages engendrés. Le degré de sollicitation et l'ordre d'activation des armatures d'effort tranchant et de flexion pourraient être également mieux appréhendés. De plus, dans le but d'optimiser la résistance de la dalle au poinçonnement, l'utilisation de béton de fibres semble être une voie intéressante (notamment pour les réparations) qui mériterait d'être approfondie. En parallèle, une étude numérique offrirait la possibilité de développer des modèles représentant plus fidèlement ce mode d'endommagement.

Pour finir, de nombreux pare-blocs structurellement dissipants sont actuellement en projet ou en cours de construction. L'instrumentation d'un de ces ouvrages, à l'aide de jauges de déformations et d'accéléromètres, fournirait des bases de données sur la fréquence des impacts et l'endommagement de la dalle. A partir de ces informations et en développant des méthodes de calcul inverse pour des chocs sur des dalles en béton armé, la sollicitation appliquée à la structure pourrait être retrouvée.

En conclusion, en autorisant un « endommagement tolérable » de la structure, les pare-blocs structurellement dissipants ouvrent de nombreuses perspectives pour les constructions soumises à des sollicitations extrêmes de faibles occurrences. De part leur fonctionnement et l'aspect dynamique du chargement, la conception de ces ouvrages sort du cadre des réglementations classiques. Les avancées et les propositions exposées dans cette thèse sont une première réponse qui permet notamment de mettre en évidence les points restants à approfondir afin d'aboutir à de futures règles de dimensionnement.





## BIBLIOGRAPHIE

- [ABD, 85] Abdel-Rohman M., Sawan J. Impact Effect on R.C. Slabs: Analytical Approach. *Journal of Structure Engineering*, vol. 111, n° 7, p. 1590-1601, July 1985.
- [ACI, 95] ACI 318. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. *ACI 318-95 and ACI 318-89*, ACI, Detroit, 1995.
- [ALE, 92] Alexander S. D. B., Simmonds S. H. Bond model for concentric punching shear. *ACI-Structural Journal*, vol. 89, p. 325-334, May-June 1992.
- [AND, 82] Andrä H.P. Zum Tragverhalten des Auflagerbereichs von Flachdecken. *Diss.*, Universität Stuttgart, 1982.
- [ANS, 98] ANSYS User's Manual Revision 5.5. *ANSYS Inc., Canonsburg, Pennsylvania*, 1998.
- [BAE, 91] BAEL 91 – Règles modifiées – Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites. *Edition Eyrolles*, 2001.
- [BAN, 89] Bangash M. Y. H. Concrete and concrete structures: Numerical modeling and applications. *Elsevier Sciences Publishers Ltd., London, England*, 1989.
- [BAN, 93] Bangash M. Y. H. Impact and explosion – Analysis and Design. *CRC Press, Boca Raton, Floride*, ISBN 0849377420, 1993.
- [BAR, 98] Barbosa A. F., Ribeiro G. O. Analysis of reinforced concrete structures using ANSYS nonlinear concrete model. *Computational Mechanics, New Trends and Applications*, Edition CIMNE, Barcelona, Spain, 1998.
- [BAT, 82] Bathe K. J. Finite Element Procedures in Engineering Analysis. *Prentice-Hall, Englewood Cliffs*, 1982.
- [BAZ, 87] Bazant Z. P., Cao Z. Size effect in punching shear failure of slabs. *ACI-Structural Journal*, vol. 84, p. 44-53, 1987.
- [BAZ, 02-a] Bazant Z. P. Concrete fracture models: testing and practice. *Engineering Fracture Mechanics*, p. 165-205, 2002.

- [BAZ, 02-b] Bazant Z. P., Becq-Giraudon E. Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard. *Cement and Concrete Research*, p. 529-556, 2002.
- [BER, 77] Berriaud C., Sokolovsky A., Guerard R., Dulac J., Labrot R. Local Behavior of reinforced concrete walls under missile impact. *Fourth SMIRT Conference*, paper J7/9, August 1977.
- [BER, 04] Berthet-Rambaud P. Structures rigides soumises aux avalanches et chutes de blocs : modélisation du comportement mécanique et caractérisation de l'interaction "phénomène-ouvrage". *Thèse de l'Université Joseph Fourier, Grenoble*, 2004.
- [BIS, 91] Bischoff P., Perry S. H. Compressive behaviour of concrete at high strain rate. *Materials and Structures*, vol. 24, p. 425-450, 1991.
- [BOR, 96] de Borst R. Failure in plan and reinforced concrete and analyze of crack width and crack spacing. *International Journal of Solids Structures*, vol. 33, n° 20-22, p. 3257-3276, 1996.
- [BOR, 02] de Borst R. Fracture in quasi-brittle materials: a review of continuum damage – based approaches. *Engineering Fracture Mechanics*, p. 95-112, 2002.
- [BOU, 01] Bourriot J. Les ouvrages de protection contre les chutes de blocs. *Les ouvrages de protection contre les avalanches et chutes de pierres, Ponts Formation Édition, Stage n° 31072, 4 et 6 décembre, Grenoble, France*, 2001.
- [BOU, 02] Bouguerra K. Comportement sous chocs des appuis de dalle pare-blocs. *Rapport de stage de DEA, LOCIE, Université de Savoie*, 2002.
- [BRA, 76] Bræstrup M. W., Nielsen M. P., Jensen B. C., Bach F. Axisymmetric punching of plain and reinforced concrete. *Report R75, Structural Research Laboratory, Technical University of Denmark, Copenhagen*, 1976.
- [BRI, 96] Brilliantov N. V., Spahn F., Hertzsch J. M., Pöschel T. Model for collisions in granular gases. *Physical Review*, vol. 53, n° 5, p. 5385-5392, 1996.
- [BRI, 97] British Standard BS 8110-97. Structural use of concrete, Part 1, Code of practice for design and construction. *British Standards Institution, London*, 1997.
- [BRO, 85] Brown I. C., Perry S. H. Assessment of impact damage caused by dropped objects on concrete offshore structures. *Technical Note, Concrete in the Oceans, Phase II, PA3 Final report, CIRIA/UEG, April 1985*.
- [BRO, 90] Broms C. E. Punching of flat plates – A question of concrete properties in biaxial compression and size effect. *ACI-Structural Journal*, vol. 87, p. 292-304, 1990.
- [BUR, 00] Burlion N., Gatuingt F., Pijaudier-Cabot G., Daudeville L. Compaction and tensile damage in concrete: constitutive modelling and application to dynamics. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 183, n° 3-4, p. 291-308, 2000.
- [BUR, 01] Burlion N., Pijaudier-Cabot G., Dahan N. Experimental analyse of compaction of concrete and mortar. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, p. 1467-1486, 2001.
- [CEB, 88] Comité Euro-international du Béton. Concrete structure under impact and impulsive loading. *Bulletin d'information n° 187, août 1988*.

- [CEB, 91] Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP Model Code 1990. *Thomas Telford, London, 1991.*
- [CEB, 93] CEB-FIP MC 90. Design of concrete structures. *CEB-FIP-Model-Code 1990, Thomas Telford, p. 437, 1993*
- [CEB, 97] CEB 237. Concrete Tension and Size Effects. *Contribution from CEB, Task Group 2.7, CEB-Bulletin 237, Lausanne, April 1997.*
- [CEB, 01] CEB-FIP. Punching of structural concrete slabs. *Technical report, Bulletin 12, April 2001.*
- [CHA, 02] Chau K. T., Wong R. H. C., Wu J. J. Coefficient of restitution and rotational motions of rockfall impacts. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, p. 1-9, 14 February 2002.*
- [CUM, 88] Cundall P. Formulation of a three-dimensional distinct element model - Part I: A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks. *International Journal of Rock Mechanics, vol. 25, n° 3, p. 107-116, 1988.*
- [DAU, 04] Le Dauphiné Libéré – Chambéry et Aix-Les-Bains - mardi 20 juillet 2004, photo de Picaud R., p. 2.
- [DAV, 60] Davis C. D., Hunter S. C. Assessment of the Strain-Rate Sensitivity of Metals by Indentation with Conical Intenders. *Journal of Mechanics and Physics of Solids, vol. 8, p. 235, 1960.*
- [DEL, 03-a] Delhomme F., Henriët N., Perrotin P., Mougin J.-P. Etude expérimentale d'une dalle en béton armé pour un ouvrage pare-blocs. *Congrès GC'2003, AFGC, Paris, 2003.*
- [DEL, 03-b] Delhomme F., Agbossou A., Mommessin M., Mougin J.-P., Perrotin P. Behavior study of a rock-shed slab. *Proc. of the 1<sup>st</sup> Int. Conf. on Response of Structure under Extreme Loading, Toronto, Canada, 2003.*
- [DEL, 03-c] Delhomme F., Perrotin P., Mommessin M., Mougin J.-P. Impact on a RC rock-shed slab: percussion analysis. *Proc. of the 5<sup>th</sup> Int. Conf. on Shock & Impact Loads on Structures (SI 2003), Changsha, China, p. 151-158, 2003.*
- [DEL, 04-a] Delhomme F., Mommessin M., Mougin J.-P., Perrotin P. Behavior of a structurally dissipating rock-shed: experimental analysis and study of punching effects. *International Journal of Solids and Structures, vol. 42, issue 14, p. 4204-4219, July 2005.*
- [DEL, 04-b] Delhomme F. Etude du comportement sous impact d'une dalle en B.A. XXII<sup>es</sup> *Rencontres Universitaires de Génie Civil, AUGC, Université de Marne-la-Vallée, 2004.*
- [DIN, 88] DIN 1045. Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. (*German Standard : Reinforced concrete structures, design and construction*), *DIN Deutsche Institut für Normung. V., Beuth Verlag, Berlin, 1988.*
- [DIN, 90] Dinic G., Perry S. H. Shear plug formation in concrete slabs subjected to hard impact. *Engineering Fracture Mechanics, vol. 35, n° 1-2-3, p. 343-350, 1990.*
- [DON, 02] Donzé F. V. Packing spherical discrete elements of unequal size. *Technical Report, n° ISRN : GEONUM-NST-2002-02-FR+ENG, GEONUM report, 2002.*

- [DOR, 80] Dormand J. R., Prince P. J. A family of embedded Runge-Kutta formulae. *Journal of Computational and Applied Mathematics*, vol. 6, p. 19-26, 1980.
- [EC1, 98] Eurocode 1. Base de calcul et actions sur les structures – Partie 2-7 : Action sur les structures – Actions accidentelles dues aux chocs et explosions, Août 1998.
- [EC2, 03] Eurocode 2. Calcul des structures en béton – Part 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. *Normes Européennes*, Avril 2003.
- [ELS, 56] Elstner R.C., Hognestad E. Shearing strength of reinforced concrete slabs. *ACI Journal*, vol. 53, p. 29-58, July 1956.
- [FAL, 97] Falcon E. Comportements dynamiques associés au contact de Hertz : processus collectifs de collision et propagation d'ondes solitaires dans les milieux granulaires. *Thèse de l'Université Claude Bernard – Lyon I*, n° 191-97, 1997.
- [FIP, 96] FIP-Recommendations. Practical Design of Structural Concrete. *FIP Commission « Practical Design », SETO, London, September 1996.*
- [GEO, 89] Georgopoulos T. Durchstanzlast und Durchstanzwinkel punktförmig gestützter Stahlbetonplatten ohne Schubbewehrung. *Bauingenieur* 64, p. 187-191, 1989.
- [GES, 70] Gesund H., Kaushik Y. P. Yield line analysis of punching failure in slabs. *IABSE Pub. 30-I*, 1970.
- [GHA, 98] Ghavamian S., Mazars J. Stratégie de calculs simplifiés pour l'analyse du comportement des structures en béton armé : le code EFICOS. *Revue française de génie civil*, vol. 2, p. 61-90, 1998.
- [GOL, 60] Golsmith W. Impact. *London, Arnold, 1960.*
- [GOP, 96] Gopalaratnam V., Gerstle W., Isenberg J., Mindess S. State-of-the-Art Report on Dynamic Fracture. *ACI Committee*, vol. 446, 1996.
- [HAL, 96] Hallgren M. Punching shear capacity of reinforced high strength concrete slabs. *Doctorial Thesis, KTH Stockholm, TRITA-BKN, Bull. 23, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1996.*
- [HEM, 98] Hemmaty Y. Modeling of shear force transferred between cracks in reinforced and fiber reinforced concrete structures. *Proceeding of the ANSYS Conference*, vol. 1, Pittsburgh, Pennsylvania, August 1998.
- [HEN, 03] Hentz S. Modélisation d'une structure en béton armé soumise à un choc par la méthode des éléments discrets. *Thèse de l'Université Joseph Fourier, Grenoble 2003.*
- [HER, 95] Hertzsch J. M., Spahn F., Brilliantov N. V. On low velocity collisions of viscoelastic particles. *Journal of Physics II (Paris)*, vol. 5, n°11, p. 1725-1738, 1995.
- [HER, 96] Hertz H. On the contact of elastic solids. *Miscellaneous Papers, London, Macmillan, ch. 5, p. 146-183, 1986.*
- [HIL, 76] Hillerborg A., Modéer M., Petersson P-E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, vol. 6, p. 773-782, 1976.
- [HIL, 83] Hillerborg A. Analysis of a single crack. *Fracture mechanic of concrete, F. H. Wittmann edition, Elsevier science, Amsterdam, p. 223-249, 1983.*

- [HUY, 94] Huyse L., Hemmaty Y., Vandewalle L. Finite Element Modeling of Fiber Reinforced Concrete Beams. *Proceeding of the ANSYS Conference, vol. 2, Pittsburgh, Pennsylvania, May 1994.*
- [INT, 01] Programme Interreg II C - "Falaises", Méditerranée Occidentale et Alpes Latines : Prévention des mouvements de versants et des instabilités de falaises. *Confrontation des méthodes d'étude des éboulements rocheux dans l'arc alpin, 2001.*
- [IVO, 01] Label IVOR (Innovations Validées sur Ouvrages de Références). Couverture pare-blocs structurellement dissipante. *Direction de la recherche et des Affaires Scientifiques et Techniques, 6 février 2001.*
- [JAC, 99] Jacquemoud J. Swiss guideline for the design of rockfall protection galleries : background, safety concept and case histories. *Proceeding of the Joint Japan-Swiss Scientific Seminar on Impact Load by Rock Fall and Design of Protection Structures, Kanazawa, Japan, p. 95-102, 4-7 October 1999.*
- [JAP, 83] Japan Road Association: The Design Manual of Protective Structures for Falling Rocks. *p. 1-359, July 1983.*
- [JEN, 83] Jensen J. J., Hoiseth K. Impact of dropped objects on lightweight concrete. *Nordic Concrete Research, vol. 2, p. 102-113, 1983.*
- [JOH, 85] Johnson K. L. Contact Mechanics. *Cambridge, Cambridge University Press, 1985.*
- [KAC, 01] Kachlakev D., Miller T. Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminates. *Final report, SPR 316, May 2001.*
- [KIN, 60] Kinnunen S., Nyländer H. Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement. *Meddelande n° 38, Institution for Byggnadstatik, Kungliga Högskolan, Stockholm, 1960.*
- [KOR, 86] Kordina K., Nölting D. Shear capacity of reinforced concrete slabs subjected to punching. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, n° 371, Berlin, 1986.*
- [KUW, 87] Kuwabara G., Kono K. Restitution coefficient in a collision between two spheres. *Japanese Journal of Applied Physics, vol. 26, n° 8, p. 1230-1233, 1987.*
- [LAB, 94] Labiouse V., Descœudres F., Montani S., Schmidhalter C.-A. Etude expérimentale de la chute de blocs rocheux sur une dalle recouverte par des matériaux amortissants. *Revue française de Géotechnique, n° 69, p. 41-62, 1994.*
- [LAL, 83] Lal K. M. Low velocity transverse impact behaviour of 8-ply graphite-epoxy laminates. *Journal of Reinforced Plastic Components, vol. 2, p. 216-225, 1983.*
- [LAN, 96] Landau L. D., Lifshitz E.M. Theory of Elasticity. *Oxford, Pergamon Press, 3<sup>rd</sup> edition, 1996.*
- [LAR, 86] Larralde J. P. Dynamique. *Edition Masson, p. 301-328, 1986.*
- [LEE, 40] Lee E. H. The impact of a mass striking a beam. *Journal of Applied Mechanics A, p. 129-88, 1940.*
- [LIF, 63] Lifshitz J. M., Kolsky H. Some experiments on inelastic rebound. *Journal of Mechanics and Physics of Solids, vol. 12, p. 35-43, 1963.*

- [LOB, 95] Lobkovsky A., Gentges S., Li H., Morse D., Witten T. A. Scaling proprieties of stretching ridges in a crumpled elastic sheet. *Science*, vol. 270, p. 1482-1485, 1995.
- [LON, 87] Long A. E., Ranking G. I. B. Prediction of the punching strength of conventional slab-column specimens. *Proc. Instn. Civ. Engrs*, p. 327-345, 1987.
- [LON, 75] Long A. E. A two phase approach to the prediction of the punching strength of slabs. *ACI – Journal*, vol. 72, n° 5, p.37-45, 1975.
- [LOV, 44] Love A. E. H. A Treatise on the Mathematical Theory of Elasticity. Cambridge, *Cambridge University Press*, 4<sup>th</sup> Edition, 1944.
- [LUO, 03] Luong M. P. Infrared thermography of thermomechanical coupling in mechanics. *Workshop: Optimal Design, Laboratoire de Mécanique des Solides, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France*, 26-28 novembre 2003.
- [MAL, 98] L. J. Malvar & C. A. Ross. Review of strain rate effects for concrete in tension. *Article 95-M73, ACI Materials Journal*, p. 735, novembre - décembre 1998.
- [MAR, 77] Marti P., Thürlimann B. Fliessbedingung für Stahlbeton mit Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit. *BuStb* 72, H. 1, p. 7-12, 1977.
- [MAS, 99] Masuya H., Labiouse V. Impact Load by Rock Falls and Design of Protection Structures. *Proceedings of the Joint Japan-Swiss Scientific Seminar on Impact Load by Rock Fall and Design of Protection Structures, Kanazawa, Japan, 4-7 October 1999*.
- [MAZ, 84] Mazars J. Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton, *Thèse de doctorat d'état, Université Paris VI, Paris, France*, 1984.
- [MEN, 96] Menétrey P. Analytical computation of the punching strength of reinforced concrete. *ACI - Structural Journal*, p. 503-511, 1996.
- [MEN, 98] Menétrey P. Relationship between flexural and punching failure. *ACI - Structural Journal*, p. 412-419, 1998.
- [MEN, 99] Menétrey P. Punching in slabs with shear reinforcements: a tensile failure. *Structural concrete – the bridge between people. Fib Symposium, Prague*, 1999.
- [MEN, 02] Menétrey P. Synthesis of punching failure in reinforced concrete. *Cement & Concrete Composites*, vol. 24, p. 497-507, 2002.
- [MES, 99] Mestat P., Prat M. Ouvrages en interaction. *Hermes Science Publications, Paris*, ISBN 2-7462-0048-1, p. 709-74, 1999.
- [MIY, 89] Miyamoto A., King M. W., Fujii M. Non-linear dynamic analysis and design concepts for RC beams under impulsive loads. *Bulletin of the New Zealand national society for earthquake engineering*, vol. 22, n° 2, p. 98-11, June 1989.
- [MOE, 61] Moe J. Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings Under Concentrated Loads. *Portland Cement Association, Bull. D47, Skokie, Illinois*, 1961.
- [MOM, 03] Momber A. W. The efficiency of mechanical concrete comminution. *Engineering Fracture Mechanics*, p. 81-91, 2003.

- [MOM, 04] Mommessin M., Agbossou A., Delhomme F., Mougin J-P., Henriet N. Horizontal and slanting reinforced concrete slabs for structurally dissipating rock-shed: experimental analysis. *FRAMCOS-5, Proc. of the 5<sup>th</sup> Int. Conf. on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, Vail Cascade Resort, Vail Colorado, USA, p. 965-972, 2004.*
- [MON, 98] Montani S. Sollicitation dynamique de la couverture des galeries de protection lors de chutes de blocs. *Lausanne, EPFL, Thèse n° 1899, 1998.*
- [MOU, 05] Mougin J.-P., Perrotin P., Mommessin M., Tonello J., Agbossou A. Rock fall impact on reinforced concrete slab: An experimental approach. *International Journal of Impact Engineering, vol. 31, n° 2, p. 169-183, February 2005.*
- [MUR, 01] Murtiadi S., Marzouk H. Behaviour of high-strength concrete plates under impact loading. *Magazine of Concrete Research, vol. 53, n° 1, p. 43-50, 2001.*
- [NOL, 84] Nölting D. Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton-Tragverhalten, Berechnung, Bemessung. *Diss., TU Braunschweig, Institut f. Baustoffe, Massivau und Brandschutz, H. 62, 1984.*
- [PAD, 01] Padmarajaiah S. K., Ramaswamy A. A finite element assessment of flexural strength of prestressed concrete beams with fiber reinforcement. *Cement & Concrete Composites, vol. 24, p. 229-241, 2001.*
- [PEC, 79] Pectu V., Stanculescu G., Pancaldi U. Punching strength prediction for two-way reinforced concrete slabs. *Revue Romaine des Sciences Techniques : série de la mécanique appliquée, n° 2, Roumanie, mars-avril 1979.*
- [PER, 02] Perrotin P., Mommessin M., Mougin J. P., Tonello J. Étude expérimentale du comportement d'une dalle pare-blocs. *Revue Française de Génie Civil, vol. 6, n° 5/2002, p. 723-734, 2002.*
- [PER, 04] Perrotin P., Delhomme F., Mommessin M., Mougin J-P. Behaviour of an impacted reinforced concrete slab: percussion and punching analysis. *Proc. of the 8<sup>th</sup> Int. Conf. on Structures Under Shock and Impact, Crete, Greece, p. 419-427, 2004.*
- [PER, 87] Perry S. H., Dinic G., Brown I. C. Design of structural concrete slabs against extreme hard impact at intermediate velocities (up to 25 m/s). *The concrete society, Concrete for hazard protection, p. 215-226, 1987.*
- [PON, 95] Pontiroli C. Comportement au souffle des structures en béton armé, analyse expérimentale et modélisation. *Thèse de l'ENS Cachan, Cachan, France, 1995.*
- [PRA, 82] Pralong J. Poinçonnement symétrique des planchers-dalles. *IBK-Bericht Nr. 131, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, juin 1982.*
- [PRA, 95] Prat M., Bisch P., Milliard A., Mestat P., Pijaudier-Cabot G. La modélisation des ouvrages. *Edition Hermes, 1995.*
- [RAM, 18] Raman C. V. The photographic study of impact at minimal velocities. *Physical Revue, vol. 12, p. 442-447, 1918.*
- [REC, 97] Recommandation 97 – Prise en compte des dangers dus aux mouvements de terrain dans le cadre des activités de l'aménagement du territoire. *Editeur OFAT, OFEE, OFEFP, Berne, 1997.*
- [REE, 85] Reed J. Energy losses due to elastic waves propagation during an elastic impact. *Journal of Physics D, vol. 18, p. 2329-2337, 1985.*



- [REG, 80] Regan P. E. Single legged stirrups as shear reinforcement in reinforced concrete flat slabs. *Structures Research Group, Polytechnic of Central London, 1980.*
- [REG, 85] Regan P. E., Braestrup M. W. Punching shear in reinforced concrete. *A state of the art report by CEB Bull. 168, Lausanne, January 1985.*
- [REG, 99] Regan P. E. Ultimate Limit State Principles. *Model Code Txt Book, Part 7.4 Punching, in fib-Bulletin 2, Structural Concrete, vol. 2, p. 202-223, July 1999.*
- [REI, 63] Reimann H. Bemessung von dünnen Plattendecken auf Stützen ohne Kopf gegen Durchstanzen. *Diss., University of Stuttgart, 1963.*
- [REI, 85] Reinhard H. W. Influence of stress-rate and strain-rate on mechanical properties of concrete. *CEB GTC, 14 Impact and impulsive loading of concrete structures, 1985.*
- [RFS, 86] Règles fondamentales de sûreté relatives aux réacteurs à eau sous pression - Règles générales applicables à la réalisation des ouvrages de génie civil. *Réf. code RCC-G, 4 juin 1986.*
- [RUA, 03] Ruan H. H., Yu T. X. Collision between mass-spring systems. *International Journal of Impact Engineering, 2003.*
- [SAN, 87] Sandwell D. T. Biharmonic Spline Interpolation of GEOS-3 and SEASAT Altimeter Data. *Geophysical, Research Letters, vol. 2, p. 139-142, 1987.*
- [SAT, 96] Sato M., Kishi N., Iwabuchi T., Tanimoto T., Shimada T. Shock Absorbing Performance of Sand Cushion. *Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Asia-Pacific Conference on Shock & Impact Loads on Structures, Singapore, p. 393-400, 1996.*
- [SAW, 86] Sawan J., Abdel-Rohman M. Impact Effect on R.C. Slabs: Experimental Approach. *Journal of Structure Engineering, vol. 112, n° 9, p. 2057-2065, September 1986.*
- [SER, 98] Sercombe J. Modélisation du comportement du béton en dynamique rapide –OA 30. *Publié par le LCPC, décembre 1998.*
- [SHE, 90] Shehata I. A. E. M. Simplified model for estimating the punching resistance of reinforced concrete slabs. *Materials and Structures, vol. 23, n° 137, p. 364-370, 1990.*
- [SHI, 85] Shivakumar K. N., Elber W., Illg W. Prediction of impact force and duration due to low-velocity impact on circular composite laminates. *Journal of Applied Mechanics, vol. 52, p. 674-680, 1985.*
- [SHI, 97] Shirai T., Kambayashi A., Ohno T., Taniguichi H., Ueda M., Ishikawa N. Experiment and numerical simulations of double layered RC plates under impact loadings. *Nuclear Engineering and Design, p. 195-205, 1997.*
- [SLI, 80] Sliter G.E. Assessment of Empirical Concrete Impact Formulas. *Journal of the Structural Division, vol. 106, n° ST5, p. 1023-1045, May 1980.*
- [SOR, 87] Soroushian P., Choi K. B. Steel mechanical properties at different strain rates, *Journal of Structure Engineering, vol. 4, p. 663-672, 1987.*
- [SUA, 82] Suaris W., Shah S. P. Inertial effects in the instrumented impact testing of cementitious composites. *Journal of Cement Concrete Aggregates, ASTM, vol. 3, p. 77-83, 1982.*

- [TAB, 51] Tabor D. The Hardness of Metals. *Clarendon Press, Oxfor, 1951.*
- [THA, 01] Thabet A., Haldane D. Three-Dimensional Numerical Simulation of the Behaviour of Standard Concrete Test Specimens When Subjected to Impact Loading. *Computers and Structures*, vol. 27, p. 21-31, 2001.
- [THE, 02] Theodorakopoulos D. D., Swamy R. N. Ultimate punching shear strength analysis of slab-column connections. *Cement & Concrete Composites*, vol. 24, p. 509-521, 2002.
- [TIL, 54] Tillett J. P. A. A study of Impact on Spheres of Plates. *Proc. Phys. Soc. B*, vol. 67, p. 677-688, 1954.
- [TIM, 53] Timoshenko S. P. Résistance des matériaux, 1<sup>re</sup> partie, Théorie élémentaire et problèmes. *Librairie polytechnique, Ch. Béranger*, p. 56-58, 1953.
- [TIM, 70] Timoshenko S. P., Goodier J. N. Theory of Elasticity. *Singapore, McGraw Hill*, 3<sup>rd</sup> edition, 1970.
- [TOU, 95] Toutlemonde F. Résistance au choc des structures en béton, du comportement du matériau au calcul des ouvrages. *Thèse de doctorat de l'ENPC*, 1995.
- [TOU, 02] Toutlemonde F. Les ouvrages de protection contre les avalanches et chutes de pierres. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 236, p. 99-104, janvier-février 2002.
- [TSU, 98] Tsubote H., Mizuno J., Kusama K. Experimental studies on the inelastic behavior of reinforced concrete panels under high-speed loading. *Part 1. Effects of dynamic loading*, *Proc. of the 5<sup>th</sup> Int. Conf. On Structures Under Shock and Impact, Thessaloniki, Greece*, 1998.
- [UND, 92] Glossaire international multilingue agréé de termes relatifs à la gestion des catastrophes. *Nation Unies, Département des affaires humanitaires, Genève*, décembre 1992.
- [VAN, 91] van Mier J. G. M., Puijssers A. F., Reinhardt H. W., Monnier T. Load-Time Response of Colliding Concrete Bodies. *Journal of Structure Engineering*, vol. 117, n° 2, p. 354-374, February 1991.
- [WAL, 01] Walraven J. C. Punching shear. *Background document for prENV 1992-1-1*, *Delft University of Technology, The Netherlands*, 2001.
- [WIE, 86] Wierzbicki T., Bhat S. U. A moving hing solution for axisymmetric crushing of tubes. *International Journal of Mechanics and Sciences*, vol. 28, n° 3, p. 135-151, 1986.
- [WIL, 75] William K. J., Warnke E. D. Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete. *Proceedings of International Association for Bridge and Structural Engineering*, vol. 19, ISMES, Bergamo, Italy, p. 174, 1975.
- [WLO, 84] Wlodzimierz A., Norman J. Dynamic axial crushing of circular tubes. *International Journal of Impact Engineering*, vol. 2, n° 3, p. 263-281, 1984.
- [YIT, 66] Yitzhaki D. Punching Strength of Reinforced Concrete Slabs. *ACI Journal*, vol. 63, n° 5, p. 527-542, 1966.
- [YOS, 88] Yoshida H., Masuya H., Ihara T. Experimental Study of Impulsive Design Load for Rock Sheds. *Proc. P-127/88*, 1988.

- [YOS, 99] Yoshida H. Recent experimental studies on rockfall control Japan. *Proceeding of the Joint Japan-Swiss Scientific Seminar on Impact Load by Rock Fall and Design of Protection Structures, Kanazawa, Japan, p. 95-102, 4-7 October 1999.*
- [ZIE, 00] Zienkiewicz O. C., Taylor R. L. The finite element method. *Oxford, MA: Butterworth Heinemann, 2000.*

**Sites internet**

- [CG, 04] <http://www.cg73.fr>
- [IRM, 03] <http://www.irma-grenoble.com>

## LISTE DES FIGURES

figure I.1 : sensibilité des communes de l'Isère aux risques de chutes de blocs [IRM, 03]	20
figure I.2 : (a, b) éboulement de 200 m <sup>3</sup> sur la RN 212 en juillet 2004 – (c) éboulement près du parking de la Falaise à Chambéry au printemps 2004	22
figure I.3 : différentes phases lors de la chute d'un bloc [MON, 98]	23
figure I.4 : (a) ancrages passifs près du barrage d'Emosson en Suisse – (b) grillages de protection, (c) piège à blocs de type merlon constitué de gabions, (d) filets métalliques de protection dans le Val d'Arly (d)	24
figure I.5 : comparatif des prix et des énergies d'impact pour différents systèmes de protection [YOS, 99]	26
figure I.6 : pare-blocs de conception classique (Val d'Arly - Savoie)	26
figure I.7 : Pare-blocs Structurellement Dissipant des Essariaux (Val d'Arly - Savoie)	27
figure II.1 : interpénétration d'une sphère dans un plan indéformable .....	33
figure II.2 : modèle élasto-plastique simplifié de l'évolution de l'effort de contact au cours du temps	34
figure II.3 : rapport des résistances dynamique et statique du béton en compression en fonction de la vitesse de déformation [BIS, 91] .....	35
figure II.4 : rapport des résistances dynamique et statique du béton en traction en fonction de la vitesse de déformation [SOR, 87].....	35
figure II.5 : rapport des limites élastiques dynamique et statique en fonction de la vitesse de déformation pour l'acier [SOR, 87].....	36
figure II.6 : rapport des limites de rupture dynamique et statique en fonction de la vitesse de déformation pour l'acier [SOR, 87].....	36
figure II.7 : vitesses de déformation en fonction du type de choc [TOU, 95].....	37
figure II.8 : distribution de l'effort d'impact dans « The Design Manual of Protective Structures for Falling Rocks » .....	40
figure II.9 : modèles masse-ressort modélisant des impacts [RUA, 03] .....	41
figure II.10 : modèle masse-ressort représentant la collision entre deux poutres déformables [RUA, 03] .....	42
figure II.11 : système-masse ressort à deux degrés de liberté [CEB, 88].....	42
figure II.12 : système masse-ressort pour un « soft impact » [CEB, 88].....	43
figure II.13 : système masse-ressort pour un « hard impact » [CEB, 88].....	43
figure II.14 : modèle simplifié représentant le poinçonnement [CEB, 88] .....	44
figure II.15 : modélisations de chocs (a) par éléments finis [BER, 04] et (b) par éléments discrets [HEN, 03] .....	45
figure II.16 : coupe verticale du puits d'essai [MON, 98].....	47
figure II.17 : dispositif des essais de H. Yoshida [YOS, 88].....	48
figure II.18 : modes d'endommagement - (a) « <i>spalling</i> », (b) « <i>scabbing</i> », (c) poinçonnement, (d) perforation, (e) mise en flexion [BAN, 93] .....	50
figure II.19 : appareillage pour des tests dynamiques [VAN, 91].....	51
figure II.20 : endommagement du bloc (a) après un impact et (b) après trois impacts [VAN, 91].....	52
figure II.21 : mode de fissuration des panneaux en béton armé [TSU, 98].....	54
figure II.22 : endommagement en sous face de dalle [MUR, 01] .....	55
figure II.23 : schéma de principe de l'essai de dalle au tube à choc (a) et dalle circulaire après chocs (b) [TOU, 95].....	56
figure II.24 : niveau d'énergie en fonction de la masse de l'impacteur .....	57

## Étude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé

figure III.1 : vue générale de la dalle d'essai	65
figure III.2 : coupe dans le sens transversal de la dalle d'essai	65
figure III.3 : photo et coupe du bloc d'impact cubique de 450 kg	66
figure III.4 : photo et coupe horizontale du bloc d'impact à facettes de 810 kg	67
figure III.5 : photo et coupe verticale d'un appui fusible de la dalle d'essai	67
figure III.6 : courbe expérimentale de comportement sous chargement statique du tube d'un appui fusible de la dalle d'essai [BOU, 02]	68
figure III.7 : vue générale des appuis et des fondations de la dalle d'essai	69
figure III.8 : coupe dans le sens transversal des fondations de la dalle d'essai	69
figure III.9 : système de lâcher du bloc	71
figure III.10 : bloc durant sa chute – Essai T2	72
figure III.11 : (a) équipement pour un essai statique et (b) ensemble vérin + capteur d'effort	73
figure III.12 : réparation de la dalle - (a) hydrodémolition, (b) ferrailage mis à nu et (c) coffrage de la zone démolie [DEL, 03-b]	73
figure III.13 : (a) jauges de déformation sur une armature et (b) sur le béton, (c) capteurs de déplacement, (d) accéléromètre, (e) capteur d'effort et (f) caméra ultra-rapide	75
figure III.14 : (a) photo et (b) vue en coupe du chariot de mesure, (c) capteur de mesure des déplacements verticaux maximaux, (d) empreinte après un essai d'impact, (e) pot ouvert	76
figure III.15 : instrumentation pour les essais T1 à T6	77
figure III.16 : dispositif de fixation des capteurs de déplacement pour un essai statique	78
figure III.17 : déformations permanentes dues à la non re-fermeture des fissures	79
figure III.18 : déformations maximales d'une armature inférieure au niveau de la zone d'impact (a) pour le test T1 et (b) pour le test T2	80
figure III.19 : résultats de l'analyse par ultrasons après la campagne d'essais I (vitesse en $m.s^{-1}$ )	80
figure III.20 : position des cadres rompus après l'essai T2	81
figure III.21 : distribution des moments fléchissant le long d'une poutre lors d'un impact [CEB, 88]	81
figure III.22 : signaux des jauges de déformation et du capteur LVDT I sous le point d'impact – Test T5	82
figure III.23 : capteurs de déplacement positionnés dans le sens transversal – Test T5	83
figure III.24 : évolution de la déformée de la dalle (a) dans le sens transversal et (b) dans le sens longitudinal pour des pas de temps après contact de 0,57 ms ; 1 ms ; 1,5 ms ; 2 ms ; 2,7 ms ; 4 ms ; 6,7 ms ; 10,7 ms (uniquement pour la figure b - déplacement maximal) – Test T5	83
figure III.25 : capteurs de déplacement positionnés dans le sens longitudinal – Test T5	84
figure III.26 : (a) amortissement et (b) analyse fréquentielle sur le signal du capteur LVDT I – Test T5	85
figure III.27 : signaux des jauges de déformation et du capteur LVDT D sous le point d'impact – Test T4	86
figure III.28 : capteurs de déplacement positionnés dans le sens transversal – Test T4	87
figure III.29 : évolution de la déformée (a) dans le sens transversal et (b) dans le sens longitudinal pour des pas de temps après contact de 0,57 ms ; 1 ms ; 1,5 ms ; 2 ms ; 3,5 ms ; 5 ms ; 6,7 ms ; 15,3 ms (uniquement pour la figure b - déplacement maximal) – Test T4	87
figure III.30 : capteurs de déplacement positionnés dans le sens longitudinal – Test T4	88
figure III.31 : déplacement de la dalle au point d'impact et déformation d'une épingle pour le test T4	89
figure III.32 : cartographie des fissures en sous-face de dalle au niveau de la zone d'impact (a) après le test T2 et (b) après le test T4	89
figure III.33 : (a) déformations de deux armatures inférieures et (b) décélération du bloc et déformation d'une épingle proche de la zone d'impact – Test T6	90
figure III.34 : endommagement de la dalle par poinçonnement après le test T6	91
figure III.35 : résultats de l'analyse par ultrasons après le test T6 (vitesse en $m.s^{-1}$ )	91
figure III.36 : signaux des capteurs d'effort pour le test T4	92
figure III.37 : (a) modélisation de l'HEB et (b) du comportement des appuis sous Robot pour l'essai T4	93
figure III.38 : enfoncement des appuis fusibles après le test T6	93
figure III.39 : appuis cloqués après le test T3 en rive	94

figure III.40 : courbe de chargement de la dalle à mi-travée (a) au centre et (b) excentré - Capteur 4	95
figure III.41 : évolution de la raideur instantanée de la dalle à mi-travée (a) excentré et (b) au centre - Capteur 4	95
figure III.42 : décomposition des mécanismes d'endommagement et de transfert d'énergie [DEL, 04-a]	97
figure IV.1 : évolution théorique approchée de l'effort de contact en fonction du temps	101
figure IV.2 : déplacement vertical du centre de gravité du bloc, déplacement de la dalle au niveau du point d'impact et décélération du bloc – Essai T4	103
figure IV.3 : déplacement vertical du centre de gravité du bloc, déplacement de la dalle au niveau du point d'impact – Essai T5	105
figure IV.4 : déplacement vertical du centre de gravité et décélération du bloc – Essai T6	106
figure IV.5 : inclinaison « $\alpha$ » du bloc d'impact par rapport à l'horizontale	107
figure IV.6 : surface d'impact du bloc lors des essais T5 (a) et T6 (b)	108
figure IV.7 : comparaison entre une rupture par flexion et par poinçonnement [MEN, 02]	109
figure IV.8 : vue en coupe d'une dalle poinçonnée [CEB, 01]	110
figure IV.9 : décomposition de l'effort de poinçonnement	110
figure IV.10 : comparaison des différents règlements [CEB, 01]	111
figure IV.11 : modèle de l'Eurocode 2 pour la vérification au poinçonnement [EC2, 03]	112
figure IV.12 : représentation des efforts de poinçonnement selon Menétrey [MEN, 02]	115
figure IV.13 : variation de l'angle de fissuration du cône de poinçonnement avec la vitesse d'impact [CEB,88]	117
figure IV.14 : modélisation des déplacements expérimentaux de la dalle (a) pour l'essai T4 et (b) pour l'essai T5	120
figure IV.15 : calcul de l'énergie de déformation pour un chargement statique « $F_s$ »	121
figure IV.16 : détermination de l'énergie de déformation à partir de l'essai statique S1	122
figure IV.17 : énergies expérimentales transmises à la dalle (a) pour l'essai T4 et (b) pour l'essai T5	122
figure IV.18 : structure générale d'une FPZ dans le béton [MOM, 03]	123
figure IV.19 : comparaison de l'énergie de fissuration « $G_F$ » (mode I) obtenue avec le CEB-FIP Model et la formulation de Bazant en fonction de « $d_a$ » et de « $f'_c$ »	125
figure IV.20 : évolution des contraintes et des déformations dans une armature d'effort tranchant lorsque la limite élastique « $\sigma_{se}$ » est atteinte	126
figure IV.21 : évolution des contraintes et des déformations dans une armature d'effort tranchant lorsque la limite de rupture « $\sigma_{sr}$ » est atteinte	127
figure IV.22 : (a) longueur d'armature cisailée pour l'essai T6 et (b) schéma du cisaillement pur d'une barre	128
figure IV.23 : cercle de Mohr dans le cas d'un chargement uniaxial en traction	128
figure IV.24 : déplacement vertical « $\delta$ » des armatures longitudinales	129
figure IV.25 : fracturation du bloc après l'essai T2	130
figure IV.26 : déplacement du centre de gravité du bloc (a) pour l'essai T4 et (b) pour l'essai T5	131
figure IV.27 : rotation du bloc après son éjection (a) pour l'essai T4 et (b) pour l'essai T5	132
figure IV.28 : courbe caractéristique d'un essai de compression sur un tube [WIE, 86]	134
figure V.1 : (a) élément béton armé SOLID65 - (b) élément LINK8 et LINK10 [ANS, 98]	142
figure V.2 : modélisation d'un appui fusible sous ANSYS	143
figure V.3 : élément de contact CONTAC49 [ANS, 98]	143
figure V.4 : courbe contraintes-déformations du béton (a) en compression et (b) en traction	144
figure V.5 : (a) surface de rupture dans l'espace des contraintes principales – (b) surfaces de rupture projetées sur le plan $\sigma_{xp}$ et $\sigma_{zp}$ [ANS, 98]	145
figure V.6 : courbe contraintes-déformations des armatures sous ANSYS	145
figure V.7 : section de la dalle dans le sens transversal modélisée avec les modèles 4 et 6 couches	147
figure V.8 : modèle statique sous ANSYS	148
figure V.9 : modèle dynamique sous ANSYS	148

## Étude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé

figure V.10 : illustration d'une solution itérative par le procédé de Newton-Raphson dans un système à un degré de liberté (3 incréments) [ANS, 98]	149
figure V.11 : déplacement sous le point de chargement pour un essai statique au centre de la dalle	152
figure V.12 : raideur instantanée de la dalle	152
figure V.13 : variation du déplacement au point d'impact en fonction du paramètre de contact « KN »	153
figure V.14 : comparaison du déplacement au point d'impact expérimental (essai T5) et sous ANSYS	154
figure V.15 : (a) déformées transversale et (b) longitudinale de la dalle à différents pas de temps obtenues sous ANSYS	154
figure V.16 : comparaison des déformations expérimentales et sous ANSYS des armatures inférieures pour l'essai T5– J11 à 0,34 m du point d'impact, J13 à 1,15 m et J17 à 1,34 m	155
figure V.17 : (a) réaction d'appui totale obtenue expérimentalement (essai T4) et sous ANSYS (essai T5) – (b) Effort de contact à la surface du bloc sous ANSYS pour l'essai T5	155
figure V.18 : (a) déplacement vertical de la dalle au point d'impact sous ANSYS – (b) Déformations expérimentales et sous ANSYS d'une armature inférieure dans la zone d'impact – Essai T1	156
figure V.19 : déplacements verticaux en sous face de dalle pour l'essai T1	156
figure V.20 : (a) déplacement au niveau du point d'impact et (b) déformation d'une armature inférieure dans le sens transversal proche de l'impact sous ANSYS pour l'essai T6	157
figure V.21 : déplacements maximaux de la dalle pour l'essai T6	157
figure V.22 : modèle simplifié de Tonello	159
figure V.23 : décomposition du modèle simplifié en deux sous-modèles - « contact » et « post impact »	161
figure V.24 : modèle mécanique simplifié « contact »	162
figure V.25 : évolution des énergies lors du test T5 (chapitre IV.2.1)	163
figure V.26 : schéma des déformées de la dalle dans le sens transversal à différents pas de temps	163
figure V.27 : portée réduite (a) dans le sens transversal et (b) dans les sens longitudinal (b) 1,75 ms après le contact sous ANSYS – Essai T5	164
figure V.28 : modélisation du chargement statique de la surface réduite sous ANSYS	164
figure V.29 : courbe de chargement statique pour une portée de 2,80 m obtenue sous ANSYS avec le modèle 6 couches	165
figure V.30 : détermination de l'effort de contact pour le modèle simplifié « contact »	166
figure V.31 : modèle mécanique simplifié « post impact »	167
figure V.32 : courbe de chargement statique de la dalle	168
figure V.33 : organigramme complet du modèle simplifié développé	169
figure V.34 : (a) effort de contact et (b) énergie totale de la dalle issus du modèle « contact » - Essai T5	170
figure V.35 : (a) vitesse et (b) déplacement de la dalle issus du modèle « contact » - Essai T5	170
figure V.36 : (a) déplacement de la dalle avec le modèle « post impact » et (b) comparaison avec l'expérimentation sur la première demi-période – Essai T5	171
figure V.37 : (a) effort de contact et (b) énergie totale transmise à la dalle issus du modèle « contact » - Test T1	172
figure V.38 : (a) déplacement à la fin du temps de contact issu du modèle « contact » et (b) déplacement maximal issu du modèle « post impact » - Test T1	172
figure V.39 : schéma représentant l'influence limitée de la portée à partir d'une certaine distance	173

## LISTE DES TABLEAUX

tableau I.1 : classification des différents types d'éboulement [REC, 97]	21
tableau I.2 : synthèse des différents types de protection	25
tableau II.1 : comparaison des dispositifs mis en place pour nos essais sur les PSD (chapitre III) avec les essais de S. Montani et H. Yoshida	49
tableau II.2 : récapitulatifs des impacts directs sur des structures en béton armé	58
tableau III.1 : récapitulatif des essais expérimentaux effectués	64
tableau III.2 : armatures de la dalle d'essai	66
tableau III.3 : caractéristiques des éléments et des matériaux de la structure expérimentale	70
tableau III.4 : caractéristiques des capteurs utilisés pour les essais dynamiques et statiques	78
tableau III.5 : caractéristiques dynamiques du béton et des armatures	79
tableau III.6 : chargement appliqué et réactions d'appuis pour l'essai T4	93
tableau III.7 : flèches maximales et endommagement de la dalle pour les essais T1 à T6	96
tableau IV.1 : efforts de percussion – Essai T4	104
tableau IV.2 : efforts de percussion – Essai T5	105
tableau IV.3 : effort de percussion – Essai T6	107
tableau IV.4 : récapitulatif des efforts de contact maximaux lors des essais T4, T5 et T6	107
tableau IV.5 : effort limite de poinçonnement dynamique par la méthode de Menétrey	118
tableau IV.6 : comparaison des efforts de percussion et des efforts limites de poinçonnement pour les tests T4 à T6	119
tableau IV.7 : énergie dissipée lors du poinçonnement par la fissuration du béton pour les essais T4 et T5	125
tableau IV.8 : énergies absorbées lors du poinçonnement par les armatures d'effort tranchant pour les essais T4 et T5	127
tableau IV.9 : énergies absorbées lors du poinçonnement par le cisaillement des armatures inférieures et supérieures pour les essais T4 et T5	129
tableau IV.10 : énergie absorbée par la formation d'un cône de poinçonnement pour les essais T4 et T5	130
tableau IV.11 : énergie cinétique de translation du bloc « $E_{ct_{bloc}}$ »	131
tableau IV.12 : vitesses et énergies cinétiques de rotation du bloc pour les essais T4 et T5	132
tableau IV.13 : bilan des énergies cinétiques du bloc d'impact pour les essais T4 et T5	133
tableau IV.14 : énergie absorbée par une ligne d'appui fusible lors du test T4	134
tableau IV.15 : énergie dissipée par les trois appuis cloqués lors de l'essai T3	135
tableau IV.16 : bilan énergétique des essais T4 et T5	135
tableau V.1 : taux de ferrailage dans les éléments	147
tableau V.2 : récapitulatif des paramètres et hypothèses des modèles sous ANSYS	150
tableau V.3 : influence de « $k_{c1}$ » et « $c_1$ » sur « $t_c$ » et « $E_{d1}$ » - Essai T5	165
tableau V.4 : déplacements maximaux de la dalle donnés avec le modèle développé et avec le modèle de Tonello	173





## **ANNEXES**





# Étude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé

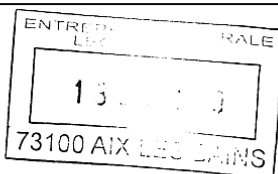


**sigma-béton**

665, BOULEVARD HENRY BORDEAUX  
73000 CHAMBERY

TÉL. 04 79 96 65 83

FAX 04 79 96 99 00



AFFAIRE N° 04/00/0143

R.E. B7660

## RAPPORT D'ESSAIS FINAL DE RESISTANCE EN COMPRESSION (NF P 18-406)

Objet		Echantillon et essais	
Donneur d'ordre	: LEON GROSSE	Date de prélèvement	: 12-mai-00
Entreprise	: LEON GROSSE	Opérateur du prélèvement	: ENTREPRISE
Centrale	: BETON FRANCE	Nombre d'éprouvettes	: 3
Chantier	: GRESY SUR AIX	Lieu de fabrication	: CHANTIER
Ouvrage	: ESSAI PARE PIERRE - CAMION 2	Conservation initiale	: CHANTIER
Type béton	: B30...	Date de réception	: 23-mai-00
Type d'épreuves	: CONTROLE	Conservation selon	: NF P 18-404
Type d'éprouvettes	: CYLINDRES 16x32	Echéances	: 3C28jrs

Béton frais	
Température béton (°C)	: *
Température air (°C)	: *
Masse volum. (Kg/dm3)	: *
Plasticité (cm) : NF P18-451	: *
Maniabilité (s) : NF P18-452	: *
Air occlus (%) : NF P18-353	: *

Composition au M3 (P)				Béton durci					
Constituants	Nature et origine	Sèche	Pesées	N°	DATE	ESSAIS	MASSE (KG)	RESISTANCE KN MPa	MOYENNE MPa
GRANULAT 1									
GRANULAT 2									
GRANULAT 3									
GRANULAT 4									
CIMENT									
AJOUT 1									
AJOUT 2									
Eau efficace									
ADJUVANT 1									
ADJUVANT 2									
ADJUVANT 3									
DIVERS									

(\*) Information non communiquée ou sans objet

Presse d'essai: EUROMATEST C15P55/01/93111542

Observations:

Chambéry, le : 9 juin 2000

Le responsable de l'essai : P. STANCO

L. VOISY

### A1.1.2 Essais d'extensométrie à 28 jours

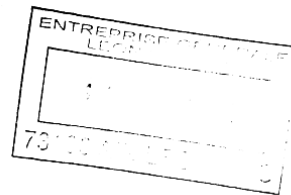


**sigma-béton**

CENTRE TECHNIQUE  
BP 36  
38081 L'ISLE D'ABEAU  
TÉL. 04 74 27 58 80  
FAX 04 74 27 58 95

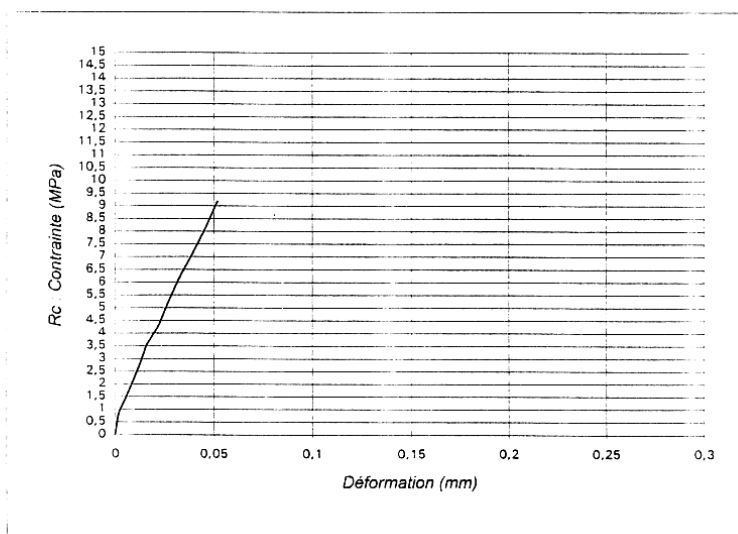
#### RAPPORT D'ESSAI D'EXTENSOMETRIE

N° 00ME030A



Objet		Caractéristiques du béton	
Donneur d'ordre	LEON GROSSE	Date de confection	12/05/2000
Affaire	04/00/0141	Type de béton	B 30
Conservation	20°C	N° de référence	00B275 / chy 5323
Entreprise	LEON GROSSE	Société de béton	BETON FRANCE
Partie d'ouvrage	GRESY/AIX	Lieu de fabrication	CHANTIER

#### Module d'élasticité à 28 Jours



(\*) Information non communiquée ou sans objet

Eprouvette	
Essai du	09/06/2000
Réf.	Eprouvette N°1
Masse	15,35 kg

Valeur du module d'élasticité : 27 650 MPa

Observations:

Le Responsable de l'essai : J. MICHAUD.



**sigma-béton**

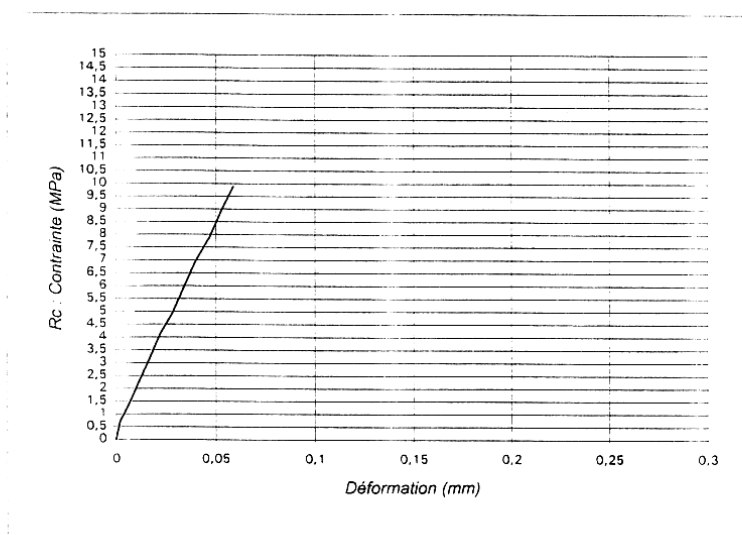
CENTRE TECHNIQUE  
BP 36  
38081 L'ISLE D'ABEAU  
TÉL. 04 74 27 58 80  
FAX 04 74 27 58 95

## RAPPORT D'ESSAI D'EXTENSOMETRIE

N° 00ME030B

Objet		Caractéristiques du béton	
Donneur d'ordre	LEON GROSSE	Date de confection	12/05/2000
Affaire	04/00/0141	Type de béton	B 30
Conservation	20°C	N° de référence	00B275 / chy 5323
Entreprise	LEON GROSSE	Société de béton	BETON FRANCE
Partie d'ouvrage	GRESY/AIX	Lieu de fabrication	CHANTIER

### Module d'élasticité à 28 Jours



(\*) Information non communiquée ou sans objet

Eprouvette	
Essai du	09/06/2000
Réf.	Eprouvette N°1
Masse	15,35 kg

Valeur du module d'élasticité : 26 972 MPa

Observations:

Le Responsable de l'essai : J.MICHAUD



**sigma-béton**

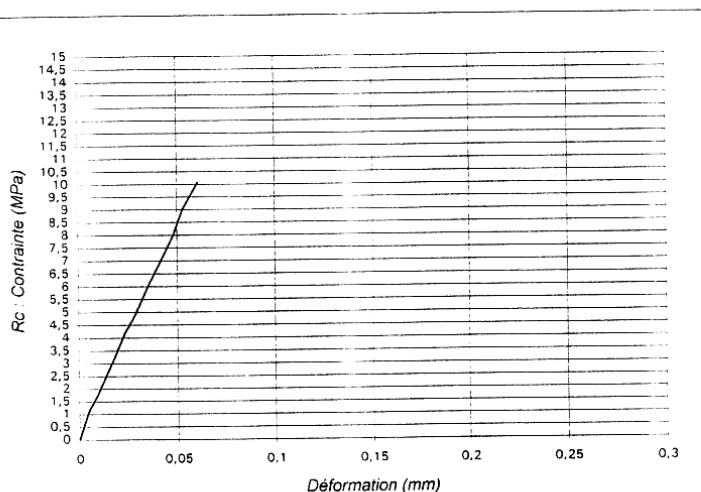
CENTRE TECHNIQUE  
BP 36  
38081 L'ISLE D'ABEAU  
TÉL. 04 74 27 58 80  
FAX 04 74 27 58 95

## RAPPORT D'ESSAI D'EXTENSOMETRIE

N° 00ME030C

Objet		Caractéristiques du béton	
Donneur d'ordre	LEON GROSSE	Date de confection	12/05/2000
Affaire	04/00/0141	Type de béton	B 30
Conservation	20°C	N° de référence	00B275 / chy 5323
Entreprise	LEON GROSSE	Société de béton	BETON FRANCE
Partie d'ouvrage	GRESY/AIX	Lieu de fabrication	CHANTIER

### Module d'élasticité à 28 Jours



Eprouvette	
Essai du	09/06/2000
Réf.	Eprouvette N°1
Masse	15,35 kg

(\*) Information non communiquée ou sans objet

Valeur du module d'élasticité : 26 938 MPa

Observations:

Le Responsable de l'essai : J. MICHAUD



# Étude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé

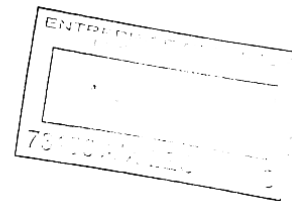


**sigma-béton**

CENTRE TECHNIQUE  
BP 36  
38081 L'ISLE D'ABEAU  
TÉL. 04 74 27 58 80  
FAX 04 74 27 58 95

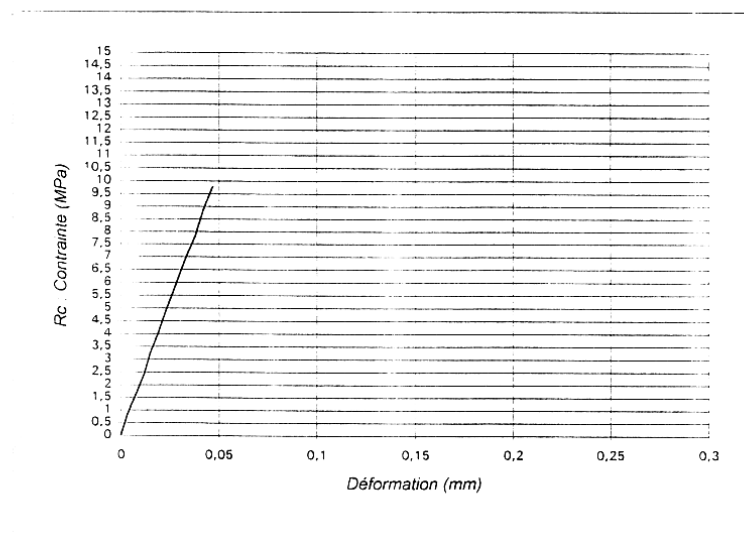
## RAPPORT D'ESSAI D'EXTENSOMETRIE

N° 00ME031A



Objet		Caractéristiques du béton	
Donneur d'ordre	LEON GROSSE	Date de confection	12/05/2000
Affaire	04/00/0141	Type de béton	B 30
Conservation	20°C	N° de référence	00B275 / chy 5323
Entreprise	LEON GROSSE	Société de béton	BETON FRANCE
Partie d'ouvrage	GRESY/AIX	Lieu de fabrication	CHANTIER

### Module d'élasticité à 28 Jours



(\*) Information non communiquée ou sans objet

Eprouvette	
Essai du	09/06/2000
Réf.	Eprouvette N°2
Masse	15,40 kg

Valeur du module d'élasticité : 34 491 MPa

Observations:

Le Responsable de l'essai : J.MICHAUD



**sigma-béton**

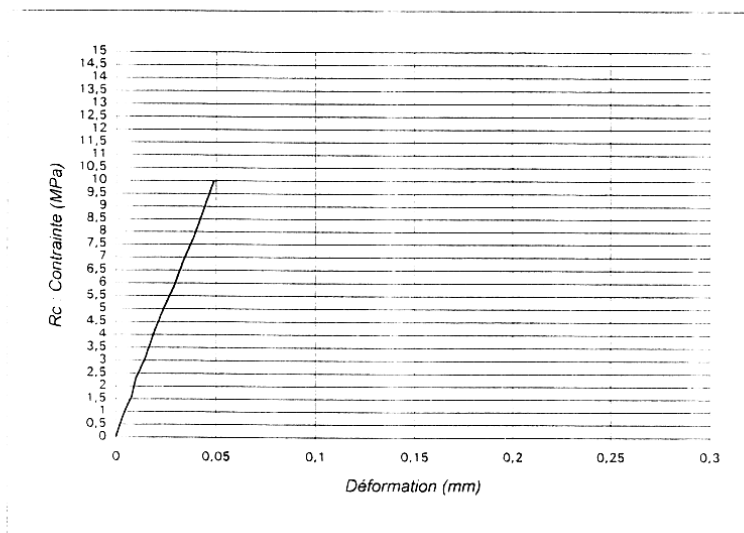
CENTRE TECHNIQUE  
BP 36  
38081 L'ISLE D'ABEAU  
TÉL. 04 74 27 58 80  
FAX 04 74 27 58 95

## RAPPORT D'ESSAI D'EXTENSOMETRIE

N° 00ME031B

Objet		Caractéristiques du béton	
<i>Donneur d'ordre</i>	LEON GROSSE	<i>Date de confection</i>	12/05/2000
<i>Affaire</i>	04/00/0141	<i>Type de béton</i>	B 30
<i>Conservation</i>	20°C	<i>N° de référence</i>	00B275 / chy 5323
<i>Entreprise</i>	LEON GROSSE	<i>Société de béton</i>	BETON FRANCE
<i>Partie d'ouvrage</i>	GRESY/AIX	<i>Lieu de fabrication</i>	CHANTIER

### Module d'élasticité à 28 Jours



Eprouvette	
<i>Essai du</i>	09/06/2000
<i>Réf.</i>	Eprouvette N°2
<i>Masse</i>	15,40 kg

(\*) Information non communiquée ou sans objet

Valeur du module d'élasticité : 32 942 MPa

Observations:

Le Responsable de l'essai : J. MICHAUD



**sigma-béton**

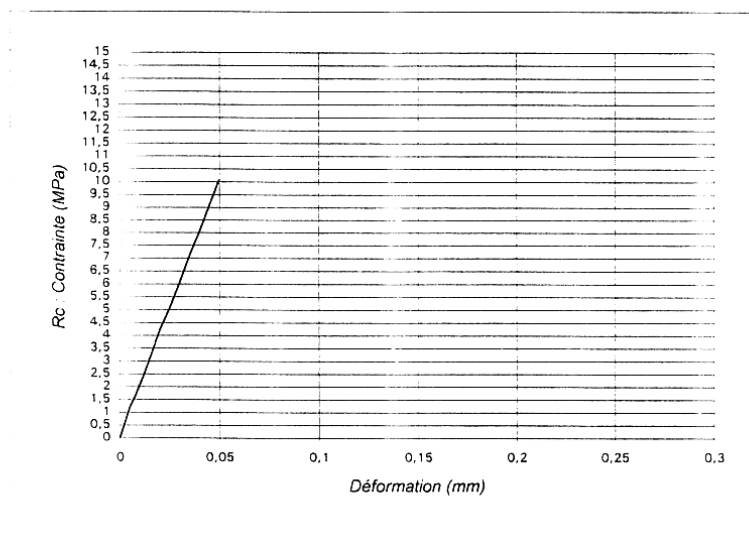
CENTRE TECHNIQUE  
BP 36  
38081 L'ISLE D'ABEAU  
TÉL. 04 74 27 58 80  
FAX 04 74 27 58 95

## RAPPORT D'ESSAI D'EXTENSOMETRIE

N° 00ME031C

Objet		Caractéristiques du béton	
<i>Donneur d'ordre</i>	LEON GROSSE	<i>Date de confection</i>	12/05/2000
<i>Affaire</i>	04/00/0141	<i>Type de béton</i>	B 30
<i>Conservation</i>	20°C	<i>N° de référence</i>	00B275 / chy 5323
<i>Entreprise</i>	LEON GROSSE	<i>Société de béton</i>	BETON FRANCE
<i>Partie d'ouvrage</i>	GRESY/AIX	<i>Lieu de fabrication</i>	CHANTIER

### Module d'élasticité à 28 Jours



Eprouvette	
<i>Essai du</i>	09/06/2000
<i>Réf.</i>	Eprouvette N°2
<i>Masse</i>	15,40 kg

(\*) Information non communiquée ou sans objet

Valeur du module d'élasticité : 33 053 MPa

Observations:

Le Responsable de l'essai : J. MICHAUD

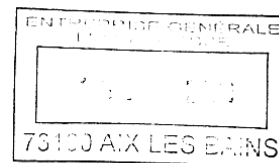


**sigma-béton**

CENTRE TECHNIQUE  
BP 36  
38081 L'ISLE D'ABEAU  
TÉL. 04 74 27 58 80  
FAX 04 74 27 58 95

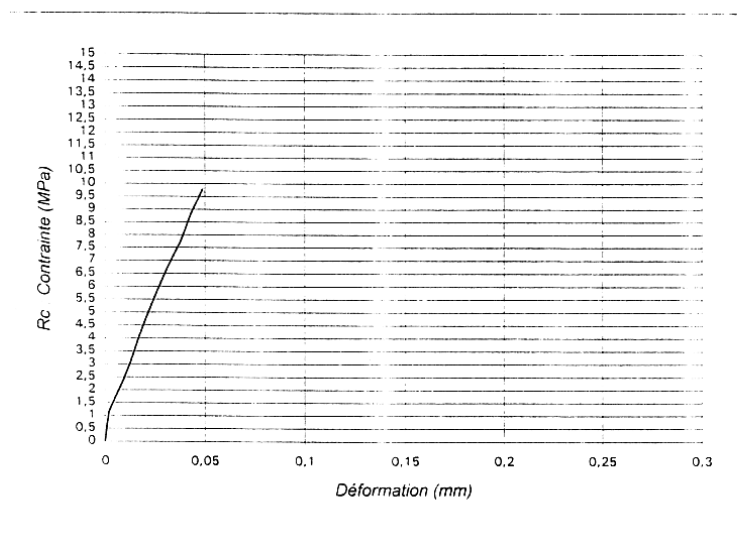
**RAPPORT D'ESSAI D'EXTENSOMETRIE**

N° 00ME032A



Objet		Caractéristiques du béton	
Donneur d'ordre	LEON GROSSE	Date de confection	12/05/2000
Affaire	04/00/0141	Type de béton	B 30
Conservation	20°C	N° de référence	00B275 / chy 5323
Entreprise	LEON GROSSE	Société de béton	BETON FRANCE
Partie d'ouvrage	GRESY/AIX	Lieu de fabrication	CHANTIER

**Module d'élasticité à 28 Jours**



Eprouvette	
Essai du	09/06/2000
Réf.	Eprouvette N°3
Masse	15,40 kg

(\*) Information non communiquée ou sans objet

Valeur du module d'élasticité : 31 243 MPa

Observations:

Le Responsable de l'essai : J.MICHAUD



**sigma-béton**

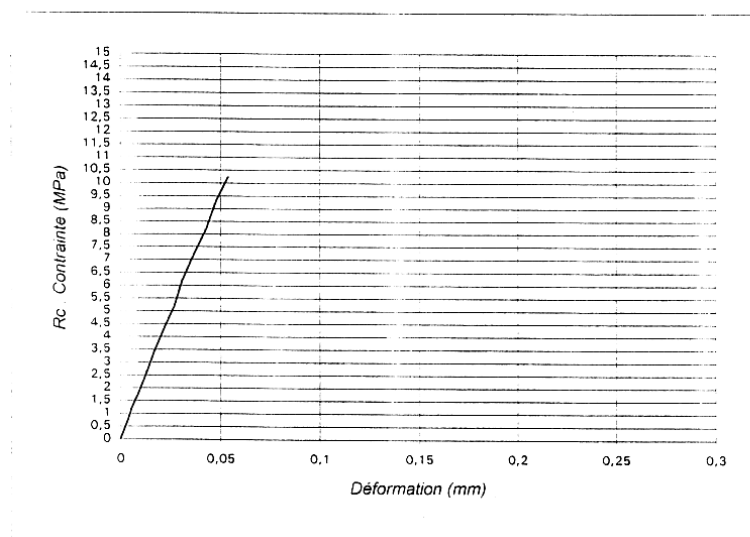
CENTRE TECHNIQUE  
BP 36  
38081 L'ISLE D'ABEAU  
TÉL. 04 74 27 58 80  
FAX 04 74 27 58 95

## RAPPORT D'ESSAI D'EXTENSOMETRIE

N° 00ME032B

Objet		Caractéristiques du béton	
<i>Donneur d'ordre</i>	LEON GROSSE	<i>Date de confection</i>	12/05/2000
<i>Affaire</i>	04/00/0141	<i>Type de béton</i>	B 30
<i>Conservation</i>	20°C	<i>N° de référence</i>	00B275 / chy 5323
<i>Entreprise</i>	LEON GROSSE	<i>Société de béton</i>	BETON FRANCE
<i>Partie d'ouvrage</i>	GRESY/AIX	<i>Lieu de fabrication</i>	CHANTIER

### Module d'élasticité à 28 Jours



(\*) Information non communiquée ou sans objet

Eprouvette	
<i>Essai du</i>	09/06/2000
<i>Réf.</i>	Eprouvette N°3
<i>Masse</i>	15,40 kg

Valeur du module d'élasticité : 31 714 MPa

Observations:

Le Responsable de l'essai : J. MICHAUD



**sigma-béton**

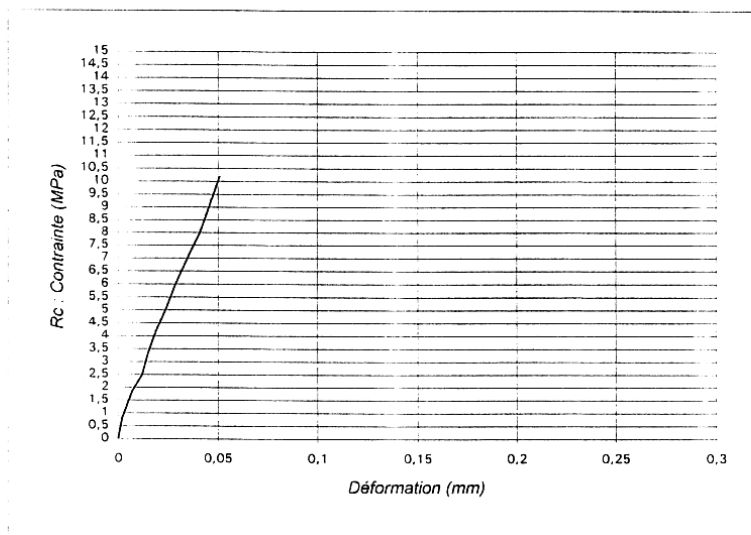
CENTRE TECHNIQUE  
BP 36  
38081 L'ISLE D'ABEAU  
TÉL. 04 74 27 58 80  
FAX 04 74 27 58 95

## RAPPORT D'ESSAI D'EXTENSOMETRIE

N° 00ME032C

Objet		Caractéristiques du béton	
Donneur d'ordre	LEON GROSSE	Date de confection	12/05/2000
Affaire	04/00/0141	Type de béton	B 30
Conservation	20°C	N° de référence	00B275 / chy 5323
Entreprise	LEON GROSSE	Société de béton	BETON FRANCE
Partie d'ouvrage	GRESY/AIX	Lieu de fabrication	CHANTIER

### Module d'élasticité à 28 Jours



(\*) Information non communiquée ou sans objet

Eprouvette	
Essai du	09/06/2000
Réf.	Eprouvette N°3
Masse	15,40 kg

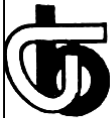
Valeur du module d'élasticité : 31 151 MPa

Observations:

Le Responsable de l'essai : J. MICHAUD

## A1.2 Zone réparée et blocs d'impact des essais T4 à T6

### A1.2.1 Essais de résistance en compression à 14 jours et 27 jours



**sigma-béton**

**LABORATOIRE DE CHAMBÉRY**  
 665, BOULEVARD HENRY BORDEAUX  
 73000 CHAMBÉRY  
 TÉL. 04 79 96 65 83  
 FAX. 04 79 96 99 00

ENTREPRISE CHAMBÉRY  
 6 - NOV. 2002  
 73100 AIX LES BAINS

AFFAIRE N° 04/02/0083  
R.E. B11729

**RAPPORT D'ESSAIS FINAL  
DE RESISTANCE EN COMPRESSION**  
(NF P 18-406)

Objet		Echantillon et essais	
Donneur d'ordre	: LEON GROSSE	Date de prélèvement	: 4 octobre 2002
Entreprise	: LEON GROSSE	Opérateur du prélèvement	: LEON GROSSE
Centrale	: *	Nombre d'éprouvettes	: 6
Chantier	: GRESY SUR AIX - ESSAIS	Lieu de fabrication	: CHANTIER
Ouvrage	: PARE BLOCS PSD 2002	Conservation initiale	: CHANTIER
Type béton	: *	Date de réception	: 15 octobre 2002
Type d'épreuves	: CONTROLE	Conservation selon	: NF P 18-404
Type d'éprouvettes	: CYLINDRES 16x32	Echéances	: 3C14jrs, 3C27jrs

Béton frais			
Température béton (°C)	: *	Plasticité (cm)	: NF P18-451 : *
Température air (°C)	: *	Flow Test (cm)	: NF P18-452 : *
Masse volum. (Kg/dm3)	: *	Air occlus (%)	: NF P18-353 : *

Composition au M3 (*)			
Constituants	Nature et origine	Sèche	Pesées
GRANULAT 1			
GRANULAT 2			
GRANULAT 3			
GRANULAT 4			
CIMENT			
AJOUT 1			
AJOUT 2			
EAU			
ADJUVANT 1			
ADJUVANT 2			
ADJUVANT 3			
DIVERS			

Béton durci						
REF.	DATE	ECHÉANCE ESSAIS	MASSE	RESISTANCE	MOYENNE	
ECHANTILLON	D'ESSAI	SURFACAGE	kg	kN	MPa	MPa
9402	18/10/02	14 jours	15,145	660,0	33,0	
9402		Surfaçage	14,139	673,0	33,7	33,3
9402		soufre normal	15,130	666,0	33,3	
9402	31/10/02	27 jours	15,162	709,0	35,5	
9402		Surfaçage	15,000	689,0	34,5	35,7
9402		soufre normal	15,048	741,0	37,1	

(\*) Information non communiquée ou sans objet

Presse d'essai classe A : 3R QUANTRIS 0105F6C314 - 3R RP3000TC 0105FS078

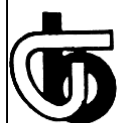
**Observations:**  
3 éprouvettes supplémentaires réservées pour module d'Young.

Chambéry, le : 31 octobre 2002

Le responsable de l'essai : P. STANCO

A. LATHURAZ

## A1.2.2 Essais de résistance par fendage à 27 jours



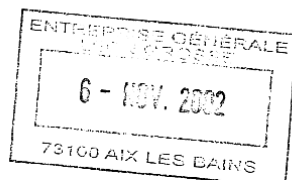
**sigma-béton**

AFFAIRE N° 04/02/0083

R.E. B11729F

1437

LABORATOIRE DE CHAMBÉRY  
665, BOULEVARD HENRY BORDEAUX  
73000 CHAMBÉRY  
TÉL. 04 79 96 65 83  
FAX. 04 79 96 99 00



### RAPPORT D'ESSAIS FINAL DE RESISTANCE PAR FENDAGE (NF P 18-408)

Objet		Echantillon et essais	
Donneur d'ordre	: LEON GROSSE	Date de prélèvement	: 4 octobre 2002
Entreprise	: LEON GROSSE	Opérateur du prélèvement	: LEON GROSSE
Centrale	: *	Nombre d'éprouvettes	: 3
Chantier	: GRESY SUR AIX - ESSAIS	Lieu de fabrication	: CHANTIER
Ouvrage	: PARE BLOCS PSD 2002	Conservation initiale	: CHANTIER
Type béton	: *	Date de réception	: 15 octobre 2002
Type d'épreuves	: CONTROLE	Conservation selon	: NF P 18-404
Type d'éprouvettes	: CYLINDRES 16x32	Echéances	: 3B27jrs

Béton frais			
Température béton (°C)	: *	Plasticité (cm)	: NF P18-451 : *
Température air (°C)	: *	Flow Test (cm)	: NF P18-452 : *
Masse volum. (Kg/dm3)	: *	Air occlus (%)	: NF P18-353 : *

Composition au M3 (*)			
Constituants	Nature et origine	Sèche	Pesées
GRANULAT 1			
GRANULAT 2			
GRANULAT 3			
GRANULAT 4			
CIMENT			
AJOUT 1			
AJOUT 2			
EAU			
ADJUVANT 1			
ADJUVANT 2			
ADJUVANT 3			
DIVERS			

Béton durci						
REF.	DATE	ECHÉANCE ESSAIS	MASSE	RESISTANCE		MOYENNE
ECHANTILLON	D'ESSAI	SURFACAGE	kg	kN	MPa	MPa
9402	31/10/02	27 jours	15,234	220,0	2,7	2,9
9402			15,110	245,0	3,1	
9402			15,162	223,0	2,8	



### A1.2.3 Essais d'extensométrie à 27 jours



**sigma-béton**

CENTRE TECHNIQUE  
BP 36  
38081 L'ISLE D'ABEAU  
TÉL. 04 74 27 58 80  
FAX 04 74 27 58 95

31.10.2002

## RAPPORT D'ESSAI D'EXTENSOMETRIE

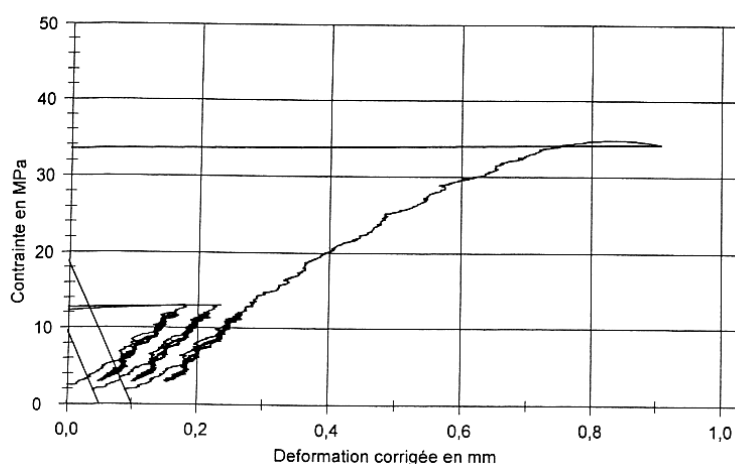
N° : 02ME252 à 27 JOURS

### Objet :

Donneur d'ordre : LEON GROSSE	Date de confection : 04/10/02
Affaire : 04/02/0083	Type de béton :
Conservation : 20°C	N° de Référence : 02B682
Entreprise :	Société de béton :
Partie d'ouvrage : Essais sur blocs PSD 2002	Lieu de fabrication :
dc1 : 3 MPa	dc2 : 12 MPa

### Résultats:

Nr	h mm	F <sub>max</sub> kN	σ <sub>m</sub> MPa	L0 mm	Def corr-dc1 mm	Def corr-dc2 mm	Module-1 MPa	Densité (kg/dm3)
1	328,13	260,0	13,0	320,00	0,053	0,166	26293	2,30
2	328,13	260,1	13,0	320,00	0,053	0,164	26433	2,30
3	328,13	694,7	34,7	320,00	0,055	0,165	26712	2,30



### Statistiques:

Série n = 3	h mm	F <sub>max</sub> kN	σ <sub>m</sub> MPa	L0 mm	Def corr-dc1 mm	Def corr-dc2 mm	Module-1 MPa	Densité (kg/dm3)
x	328,13	404,9	20,2	320,00	0,054	0,165	26479	2,30
s	0,00	251,0	12,5	0,00	0,001	0,001	213	0,00
v	0,00	61,98	61,98	0,00	2,01	0,47	0,81	0,00

Presse d'essai : Toni Technik/TestExpert : 6000 kN Classe A

Le Technicien : S. BRU

Le Responsable de l'essai : J. MICHAUD

Le laboratoire est certifié ISO 9002 (1994) par l'AFAQ sous le numéro QUAL/2000/13 764.

Les essais dont les résultats figurent ci-dessus ont été exécutés conformément aux normes AFNOR sauf indication contraire en observation.



**sigma-béton**

CENTRE TECHNIQUE  
BP 36  
38081 L'ISLE D'ABEAU  
TÉL. 04 74 27 58 80  
FAX 04 74 27 58 95

31.10.2002

## RAPPORT D'ESSAI D'EXTENSOMETRIE

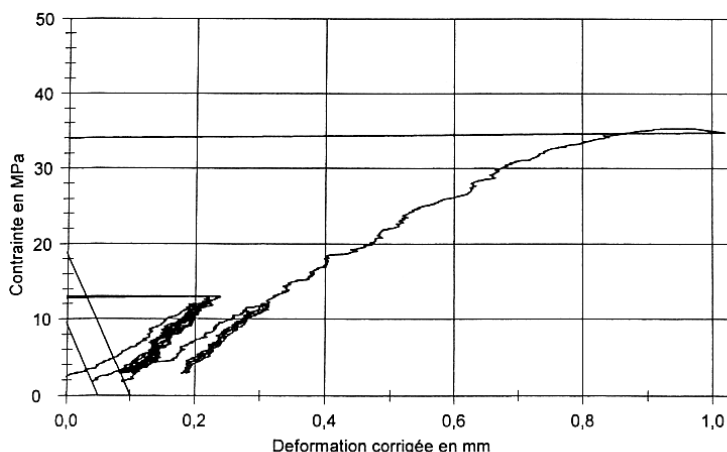
N° : 02ME251 à 27 JOURS

### Objet :

Donneur d'ordre : LEON GROSSE	Date de confection : 04/10/02
Affaire : 04/02/0083	Type de béton :
Conservation : 20°C	N° de Référence : 02B682
Entreprise :	Société de béton :
Partie d'ouvrage : Essais sur blocs PSD 2002	Lieu de fabrication :
dc1 : 3 MPa	dc2 : 12 MPa

### Résultats:

Nr	h mm	F <sub>max</sub> kN	σ <sub>m</sub> MPa	L0 mm	Def corr-dc1 mm	Def corr-dc2 mm	Module-1 MPa	Densité (kg/dm3)
2	328,19	260,1	13,0	320,00	0,092	0,206	25899	2,32
3	328,14	260,1	13,0	320,00	0,056	0,173	25277	2,33
1	332,88	706,5	35,3	320,00	0,090	0,211	24622	2,29



### Statistiques:

Série n = 3	h mm	F <sub>max</sub> kN	σ <sub>m</sub> MPa	L0 mm	Def corr-dc1 mm	Def corr-dc2 mm	Module-1 MPa	Densité (kg/dm3)
x	329,74	408,9	20,4	320,00	0,079	0,197	25266	2,31
s	2,72	257,8	12,9	0,00	0,020	0,021	639	0,02
v	0,83	63,04	63,04	0,00	25,45	10,63	2,53	0,82

Presse d'essai : Toni Technik/TestExpert : 6000 kN Classe A

Le Technicien : S. BRU

Le Responsable de l'essai : J. MICHAUD

Le laboratoire est certifié ISO 9002 (1994) par l'AFAQ sous le numéro QUAL/2000/13 764.

Les essais dont les résultats figurent ci-dessus ont été exécutés conformément aux normes AFNOR sauf indication contraire en observation.  
Les échantillons sont éliminés après essai sauf demande expresse du donneur d'ordre.



**sigma-béton**

CENTRE TECHNIQUE  
BP 36  
38081 L'ISLE D'ABEAU  
TÉL. 04 74 27 58 80  
FAX 04 74 27 58 95

31.10.2002

## RAPPORT D'ESSAI D'EXTENSOMETRIE

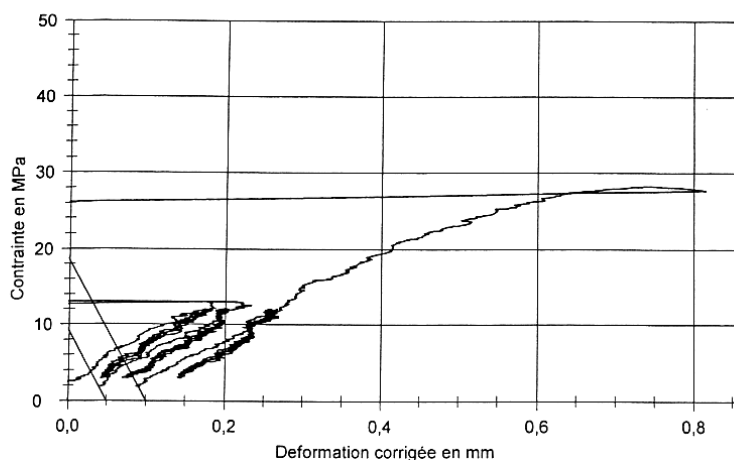
N° : 02ME250 à 27 JOURS

### Objet :

Donneur d'ordre : LEON GROSSE	Date de confection : 04/10/02
Affaire : 04/02/0083	Type de béton :
Conservation : 20°C	N° de Référence : 02B682
Entreprise :	Société de béton :
Partie d'ouvrage: Essais sur blocs PSD 2002	Lieu de fabrication :
dc1 : 3 MPa	dc2 : 12 MPa

### Résultats:

Nr	h mm	F <sub>max</sub> kN	σ <sub>m</sub> MPa	L0 mm	Def corr-dc1 mm	Def corr-dc2 mm	Module-1 MPa	Densité (kg/dm3)
1	327,32	260,0	13,0	320,00	0,047	0,179	22343	2,32
2	327,27	260,0	13,0	320,00	0,028	0,161	22173	2,32
3	327,25	564,6	28,2	320,00	0,044	0,169	23448	2,32



### Statistiques:

Série n = 3	h mm	F <sub>max</sub> kN	σ <sub>m</sub> MPa	L0 mm	Def corr-dc1 mm	Def corr-dc2 mm	Module-1 MPa	Densité (kg/dm3)
x	327,28	361,6	18,1	320,00	0,040	0,170	22655	2,32
s	0,03	175,9	8,8	0,00	0,010	0,009	692	0,00
v	0,01	48,64	48,64	0,00	25,50	5,29	3,06	0,01

Presse d'essai : Toni Technik/TestExpert : 6000 kN Classe A

Le Technicien : S. BRU

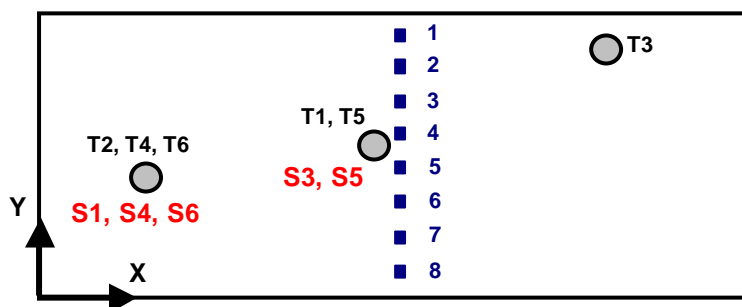
Le Responsable de l'essai : J. MICHAUD

Le laboratoire est certifié ISO 9002 (1994) par l'AFAQ sous le numéro QUAL/2000/13 764.

Les essais dont les résultats figurent ci-dessus ont été exécutés conformément aux normes AFNOR sauf indication contraire en observation.

## ANNEXE A2 : POSITIONS DES CAPTEURS - ESSAIS STATIQUES

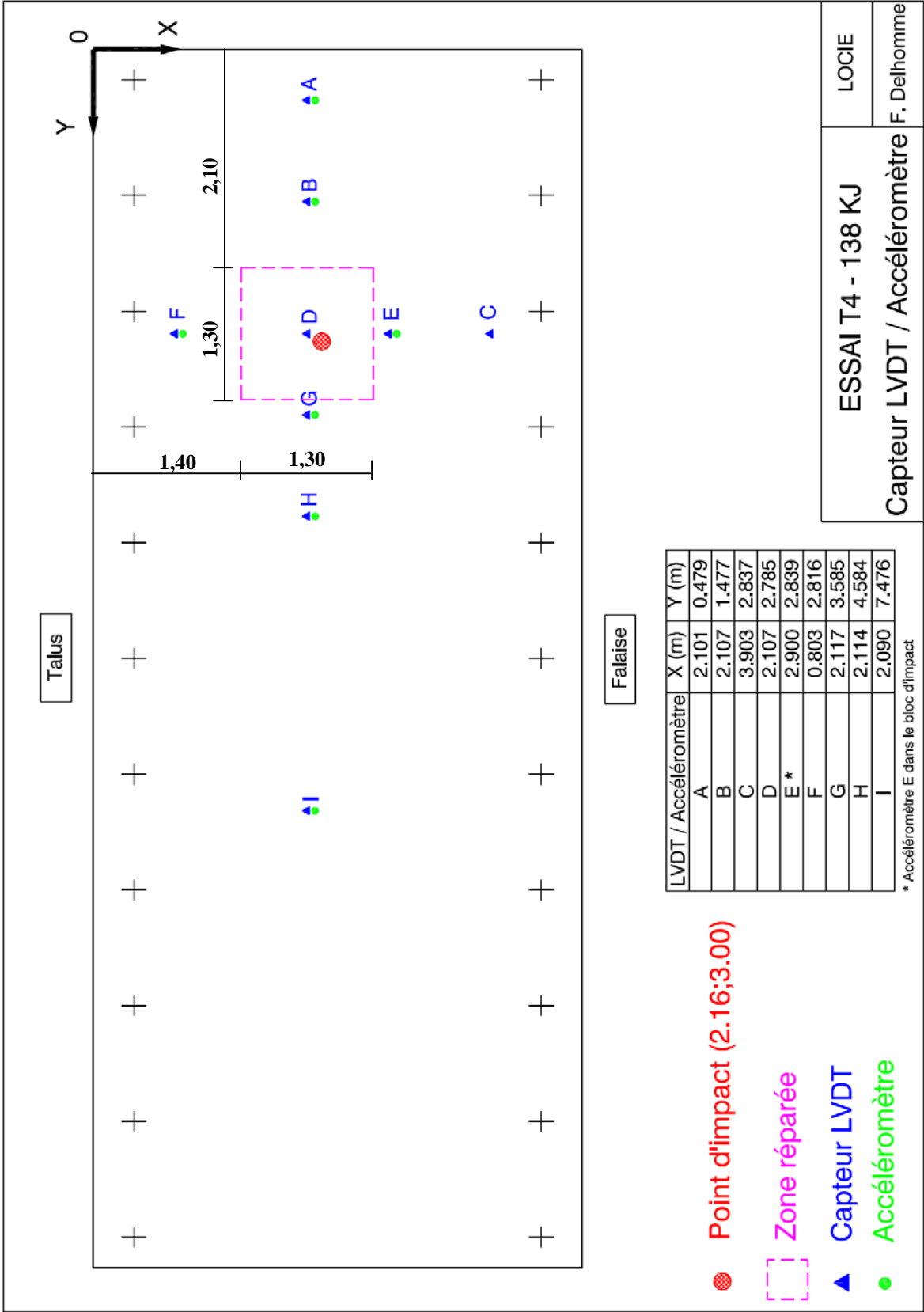
Essai	Capteur	Position	
		X (m)	Y (m)
S1	1	3	4,24
	2		3,82
	3		3,22
	4		2,62
	5		2,22
	6		1,72
	7		1,22
	8		0,56
	Vérin	3	2,4
S3 - S5	1	5,99	3,845
	2		3,345
	3		2,845
	4		2,345
	5		1,945
	6		1,545
	7		1,145
	8		0,745
	Vérin	5,99	2,34
S2 - S4	1	2,85	3,845
	2		3,345
	3		2,845
	4		2,345
	5		1,945
	6		1,545
	7		1,145
	8		0,745
	Vérin	2,85	2,4
S6	1	2,85	3,845
	2		3,345
	3		2,845
	4		2,485
	5		2,08
	6		1,485
	7		0,745
	Vérin	2,85	2,4

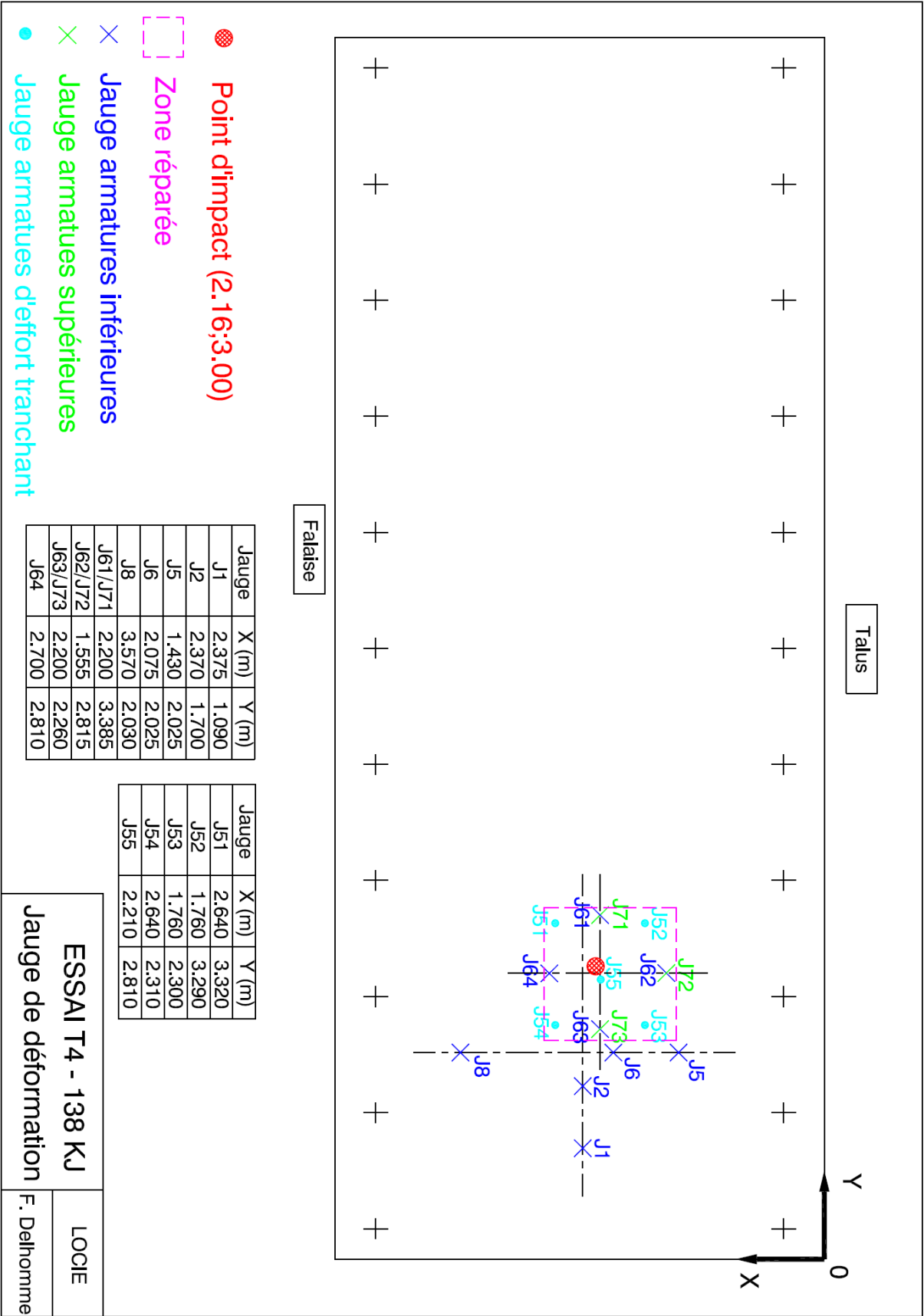




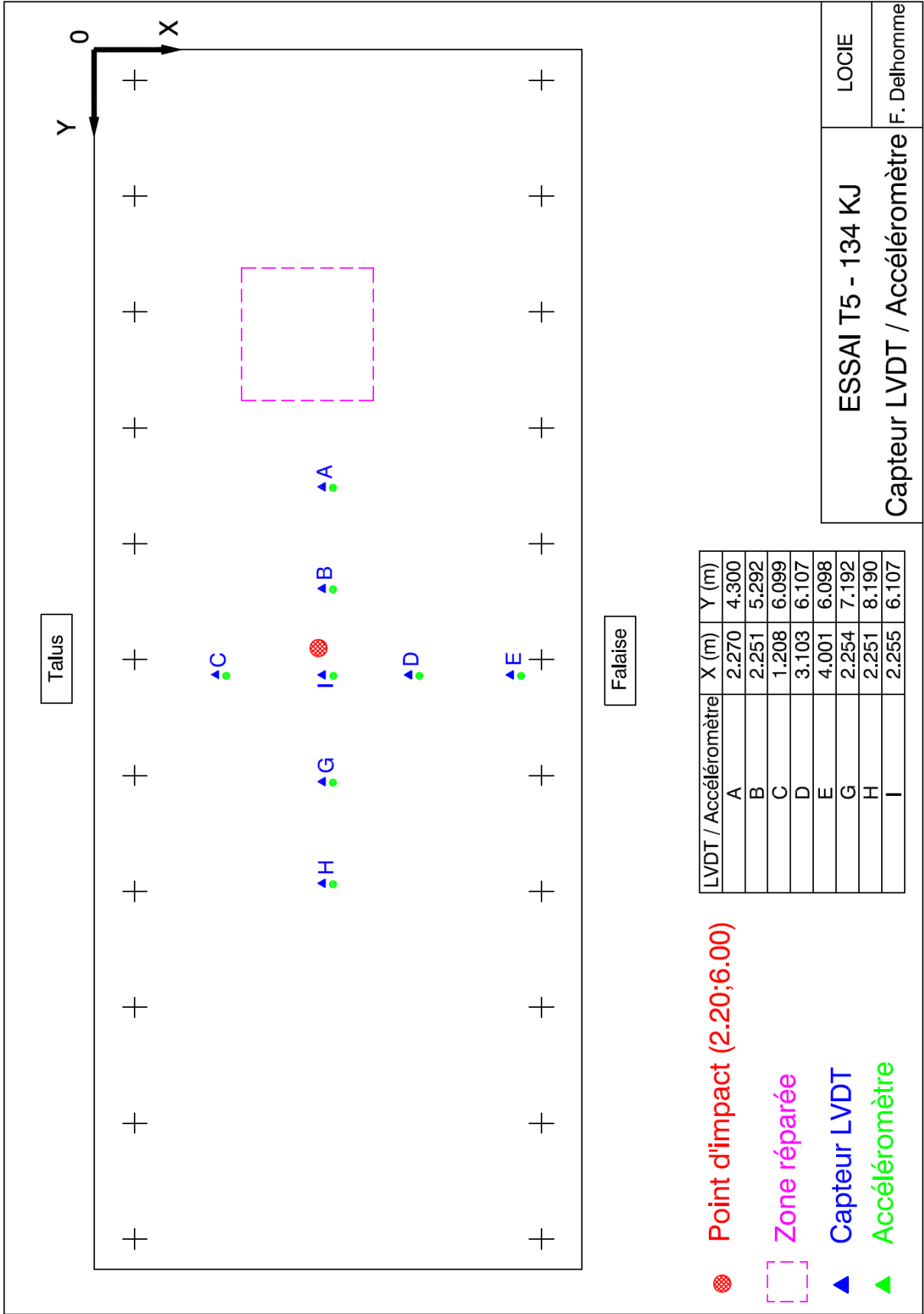
ANNEXE A3 : POSITIONS DES CAPTEURS – ESSAIS D’IMPACT

A3.1 Essai d’impact T4

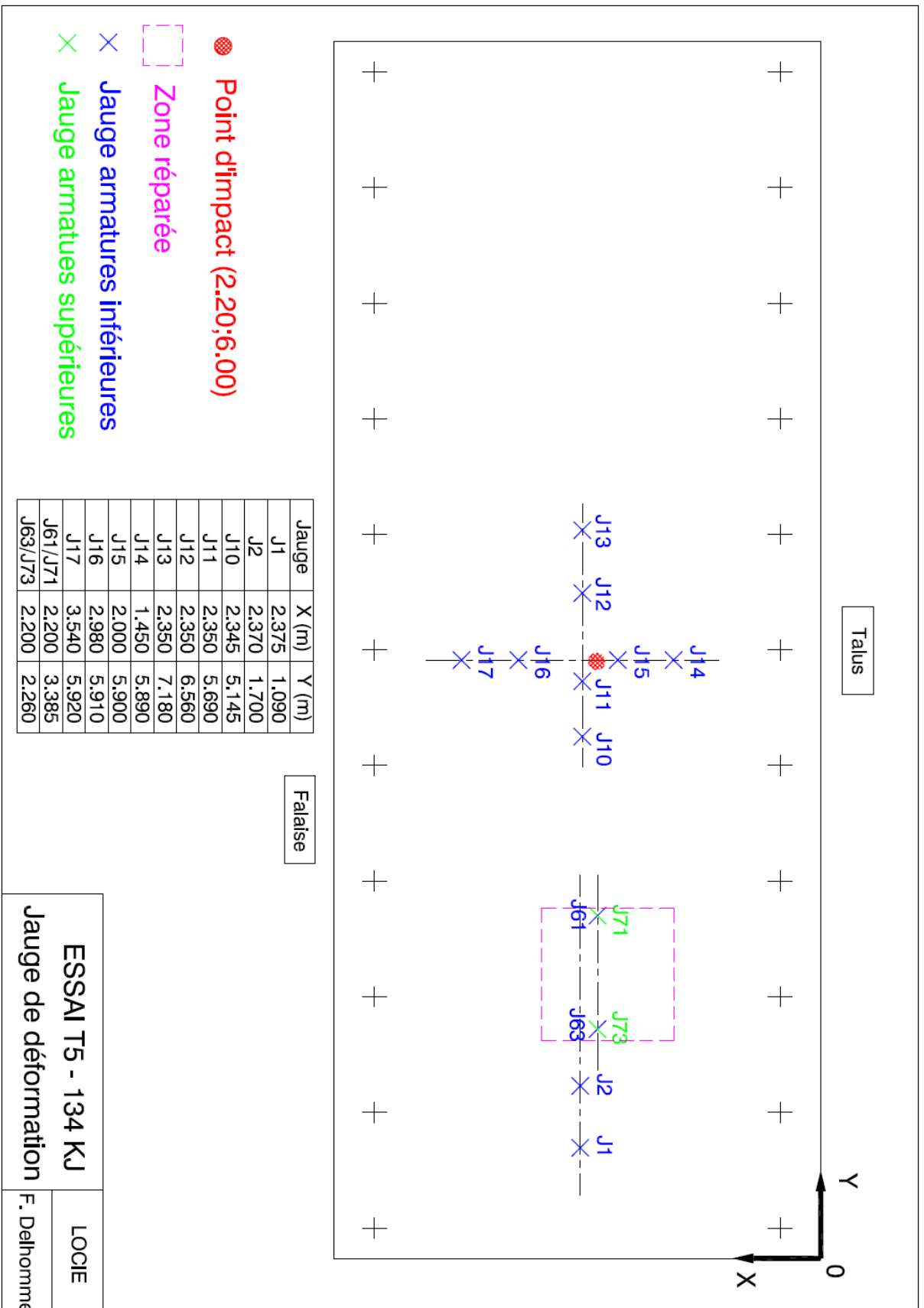




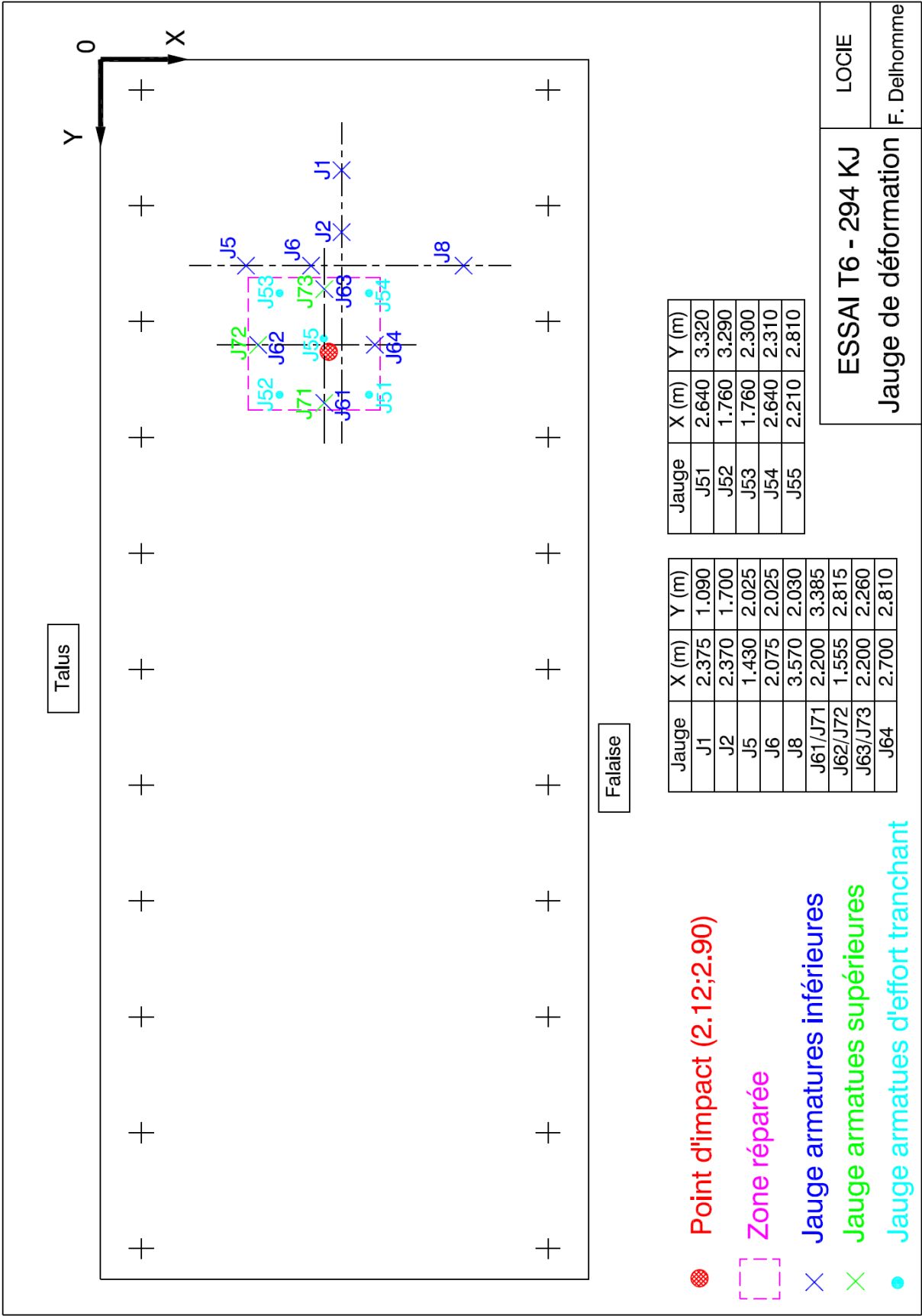
A3.2 Essai d’impact T5







A3.3 Essai d’impact T6





## ANNEXE A4 : LISTING DES COMMANDES SOUS ANSYS - ESSAI T5

Cette annexe donne le listing des commandes sous ANSYS 7.1 de la simulation de l'essai d'impact T5, correspondant à la chute d'un bloc de 470 kg de 37 m de haut au centre de la dalle. Les commentaires sont précédés d'un point d'exclamation.

```
/clear
/PREP7
/title, essai_T5
```

```
ANTYPE,trans
```

```
*****
```

```
!Propriétés des matériaux
```

```
*****
```

```
!béton
```

```
mp,EX,1,31760e6
```

```
mp,nuxy,1,0
```

```
mp,dens,1,2300
```

```
!armatures
```

```
mp,EX,2,200000e6
```

```
mp,nuxy,2,0.3
```

```
mp,dens,2,7850
```

```
!appuis
```

```
mp,EX,3,200000e6
```

```
mp,dens,3,7850
```

```
!bloc
```

```
mp,EX,4,100000e9
```

```
mp,nuxy,4,0
```

```
mp,dens,4,2300
```

```
!contact
```

```
mp,damp,5,0
```

```
*****
```

```
!Eléments
```

```
*****
```

```
!dalle et bloc
```

```
ET,1,solid65
```

```
KEYOPT,1,1,0
```

```
KEYOPT,1,5,0
```

```
KEYOPT,1,6,0
```

```
KEYOPT,1,7,1
```

```
!contact
```

```
ET,3,contac49
```

## Étude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé

KEYOPT,3,7,1  
KEYOPT,3,3,0

!appuis  
ET,2,link10  
KEYOPT,2,3,1  
ET,4,link8

\*\*\*\*\*

!Taux de ferrailage de la dalle

\*\*\*\*\*

R,1,0

!couches 1 et 4 HA 14  
R,2,2,0.0138,0,0,2,0.026  
RMORE,90,0,2,0.003398,90,90

!couches 2 et 3  
R,3,2,0.003398,90,90

!couches 1 et 4 HA20  
R,6,2,0.0331,0,0,2,0.026  
RMORE,90,0,2,0.003398,90,90

\*\*\*\*\*

!Section des appuis

\*\*\*\*\*

R,4,616e-6

\*\*\*\*\*

!Paramètre KN de contact

\*\*\*\*\*

R,5,70000e3

\*\*\*\*\*

!Courbe de comportement des matériaux

\*\*\*\*\*

!béton  
TB,CONCR,1  
TBDATA,1,0.5,0.9,0.5e6,-1  
TB,MISO,1,1,18  
TBTEMP,0  
TBPT,,0.0001,3.176e6  
TBPT,,0.0003,9.054e6  
TBPT,,0.0005,14.618e6  
TBPT,,0.0007,19.767e6  
TBPT,,0.0009,24.463e6  
TBPT,,0.0011,28.666e6  
TBPT,,0.0013,32.327e6  
TBPT,,0.0015,35.394e6  
TBPT,,0.0017,37.807e6  
TBPT,,0.0019,39.497e6  
TBPT,,0.0021,40.384e6  
TBPT,,0.0023,40.380e6  
TBPT,,0.0025,39.379e6

## Étude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé

TBPT,,0.0027,37.259e6  
TBPT,,0.0029,33.878e6  
TBPT,,0.0031,29.069e6  
TBPT,,0.0033,22.632e6  
TBPT,,0.0035,14.332e6

!armatures  
TB,BISO,2,1  
TBTEMP,0  
TBDATA,1,700e6,842e6

\*\*\*\*\*

!Définition et maillage des éléments

\*\*\*\*\*

!appuis  
n,101,0.3,0.4,-0.1  
n,102,1.44,0.4,-0.1  
n,103,2.58,0.4,-0.1  
n,104,3.72,0.4,-0.1  
n,105,4.86,0.4,-0.1  
n,106,6,0.4,-0.1  
n,107,7.14,0.4,-0.1  
n,108,8.28,0.4,-0.1  
n,109,9.42,0.4,-0.1  
n,110,10.56,0.4,-0.1  
n,111,11.70,0.4,-0.1  
n,112,0.3,4.4,-0.1  
n,113,1.44,4.4,-0.1  
n,114,2.58,4.4,-0.1  
n,115,3.72,4.4,-0.1  
n,116,4.86,4.4,-0.1  
n,117,6,4.4,-0.1  
n,118,7.14,4.4,-0.1  
n,119,8.28,4.4,-0.1  
n,120,9.42,4.4,-0.1  
n,121,10.56,4.4,-0.1  
n,122,11.70,4.4,-0.1  
n,201,0.3,0.4,0  
n,202,1.44,0.4,0  
n,203,2.58,0.4,0  
n,204,3.72,0.4,0  
n,205,4.86,0.4,0  
n,206,6,0.4,0  
n,207,7.14,0.4,0  
n,208,8.28,0.4,0  
n,209,9.42,0.4,0  
n,210,10.56,0.4,0  
n,211,11.70,0.4,0  
n,212,0.3,4.4,0  
n,213,1.44,4.4,0  
n,214,2.58,4.4,0  
n,215,3.72,4.4,0  
n,216,4.86,4.4,0  
n,217,6,4.4,0  
n,218,7.14,4.4,0

## Étude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé

n,219,8.28,4.4,0  
n,220,9.42,4.4,0  
n,221,10.56,4.4,0  
n,222,11.70,4.4,0

mat,3  
type,2  
real,4  
e,101,201  
e,102,202  
e,103,203  
e,104,204  
e,105,205  
e,106,206  
e,107,207  
e,108,208  
e,109,209  
e,110,210  
e,111,211  
e,112,212  
e,113,213  
e,114,214  
e,115,215  
e,116,216  
e,117,217  
e,118,218  
e,119,219  
e,120,220  
e,121,221  
e,122,222

!dalle  
block,0,0.3,0,1,0,0.076  
block,0,0.3,1,3.8,0,0.076  
block,0,0.3,3.8,4.8,0,0.076  
block,0.3,5.43,0,1,0,0.076  
block,0.3,5.43,1,3.8,0,0.076  
block,0.3,5.43,3.8,4.8,0,0.076  
block,5.43,6.57,0,1,0,0.076  
block,5.43,6.57,1,3.8,0,0.076  
block,5.43,6.57,3.8,4.8,0,0.076  
block,6.57,11.7,0,1,0,0.076  
block,6.57,11.7,1,3.8,0,0.076  
block,6.57,11.7,3.8,4.8,0,0.076  
block,11.7,12,0,1,0,0.076  
block,11.7,12,1,3.8,0,0.076  
block,11.7,12,3.8,4.8,0,0.076  
block,0,0.3,0,1,0.076,0.204  
block,0,0.3,1,3.8,0.076,0.204  
block,0,0.3,3.8,4.8,0.076,0.204  
block,0.3,5.43,0,1,0.076,0.204  
block,0.3,5.43,1,3.8,0.076,0.204  
block,0.3,5.43,3.8,4.8,0.076,0.204  
block,5.43,6.57,0,1,0.076,0.204  
block,5.43,6.57,1,3.8,0.076,0.204

```

block,5.43,6.57,3.8,4.8,0.076,0.204
block,6.57,11.7,0,1,0.076,0.204
block,6.57,11.7,1,3.8,0.076,0.204
block,6.57,11.7,3.8,4.8,0.076,0.204
block,11.7,12,0,1,0.076,0.204
block,11.7,12,1,3.8,0.076,0.204
block,11.7,12,3.8,4.8,0.076,0.204
block,0,0.3,0,1,0.204,0.280
block,0,0.3,1,3.8,0.204,0.280
block,0,0.3,3.8,4.8,0.204,0.280
block,0.3,5.43,0,1,0.204,0.280
block,0.3,5.43,1,3.8,0.204,0.280
block,0.3,5.43,3.8,4.8,0.204,0.280
block,5.43,6.57,0,1,0.204,0.280
block,5.43,6.57,1,3.8,0.204,0.280
block,5.43,6.57,3.8,4.8,0.204,0.280
block,6.57,11.7,0,1,0.204,0.280
block,6.57,11.7,1,3.8,0.204,0.280
block,6.57,11.7,3.8,4.8,0.204,0.280
block,11.7,12,0,1,0.204,0.280
block,11.7,12,1,3.8,0.204,0.280
block,11.7,12,3.8,4.8,0.204,0.280

```

```

LSEL,S,LENGTH,,1
lesize,all,,,5
LSEL,S,LENGTH,,2.8
lesize,all,,,14
LSEL,S,LENGTH,,5.13
lesize,all,,,27
LSEL,S,LENGTH,,1.14
lesize,all,,,6
LSEL,S,LENGTH,,0.3
lesize,all,,,2
LSEL,S,tan1,x,0
LSEL,r,tan1,y,0
LSEL,r,loc,z,0.076,0.228
lesize,all,,,2
LSEL,S,tan1,x,0
LSEL,r,tan1,y,0
LSEL,u,loc,z,0.076,0.228
lesize,all,,,1
allsel
nummrg,all

```

```

mat,1
type,1
real,6
vmesh,1
vmesh,3
vmesh,4
vmesh,6
vmesh,7
vmesh,9
vmesh,10
vmesh,12

```



## Étude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé

vmesh,13  
vmesh,15  
vmesh,31  
vmesh,33  
vmesh,34  
vmesh,36  
vmesh,37  
vmesh,39  
vmesh,40  
vmesh,42  
vmesh,43  
vmesh,45

mat,1  
type,1  
real,3  
vmesh,16,30,1

mat,1  
type,1  
real,2  
vmesh,2  
vmesh,5  
vmesh,8  
vmesh,11  
vmesh,14  
vmesh,32  
vmesh,35  
vmesh,38  
vmesh,41  
vmesh,44  
allsel  
nummrg,all

!bloc d'impact  
block,5.71,6.29,2.11,2.69,29.99,30.57

lsl,s,loc,z,29.7,30.3  
lesize,all,,3

mat,4  
type,1  
real,1  
vmesh,46  
allsel  
nummrg,all

!surface de contact  
type,3  
real,5  
mat,5

nsel,s,loc,z,0.28  
nsel,r,loc,x,5.60,6.40  
nsel,r,loc,y,2,2.8

## Étude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé

CM,target,node

esel,s,mat,,4

nsle,s

CM,contact,node

allsel

gcgen,contact,target

\*\*\*\*\*

!Conditions aux limites

\*\*\*\*\*

nsel,s,loc,z,-0.1

D,all,uz,0

nsel,s,loc,x,6

nsel,r,loc,z,0

nsel,r,loc,y,0

D,all,ux,0

nsel,s,loc,y,2.4

nsel,r,loc,z,0

nsel,u,loc,x,0.01,11.99

D,all,uy,0

allsel

finish

\*\*\*\*\*

!Calcul

\*\*\*\*\*

/SOLU

!Application de la gravité

acel,0,0,9.81

KBC,1

lumpm,on

timint,off

betad,0.0003

esel,s,mat,,4

nsle,s

d,all,all,0

allsel

time,0.0002

deltim,0.0001

autots,on

OUTRES,all,last

cnvtol,f,,0.05

cnvtol,u,,0.5

solve

!Chute libre du bloc

acel,0,0,9.81

KBC,1

timint,on

## Étude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé

```
betad,0.0003  
esel,s,mat,,4  
nsle,s  
ddele,all,all  
allsel  
deltim,0.1,,0.1  
Time,2.5  
autots,on  
outres,all,all  
cnvtol,f,,0.05  
cnvtol,u,,0.5  
solve
```

```
!1re demi-période d'oscillation de la dalle  
acel,0,0,9.81  
KBC,1  
timint,on  
betad,0.0003  
deltim,0.001,0.00001,0.002  
Time,2.54  
autots,on  
outres,all,1  
cnvtol,f,,0.05  
cnvtol,u,,0.5  
neqit,35  
solve
```

```
finish
```

## ANNEXE A5 : LISTING DES COMMANDES DU MODÈLE SIMPLIFIÉ SOUS MATLAB - ESSAI T5

Cette annexe donne le listing des commandes sous Matlab du modèle simplifié pour l'essai d'impact T5. Les modèles « contact » et « post impact » se décomposent en deux sous-fichiers :

- le fichier principal donnant les caractéristiques et paramètres de la simulation,
- le fichier « système » permettant de résoudre le système d'équations différentielles.

Les commentaires sont en italiques et précédés du caractère pour-cent « % ».

### A5.1 Modèle « contact »

#### A5.1.1 Fichier principal

```
clear;

%Masse et vitesse du bloc
h1=30;
m1i=450;

%Paramètres fixes
g=9.81;
k1i=2.2e+9;
m2i=900;
c2=0.9e6;

%Conditions initiales
v1=sqrt(2*g*h1);
v2=0;
x1=0.0;
x2=0.0;

%Résolution du système d'équations dans le fichier « systeme »
tf=0.005;
nbpt=100000;
te=linspace(0,tf,nbpt*tf);
[t,y]=ode45(@systeme,te,[x1;x2;v1;v2],[],k1i,m1i,m2i,c2,g);

%Calcul des vitesses du bloc et de la dalle
x1=y(:,1);
v1=y(:,3);
gamma1=diff(v1)./diff(te');

x2=y(:,2);
v2=y(:,4);
gamma2=diff(v2)./diff(te');

%Calcul des énergies cinétique, de déformation et totale de la dalle
Ec=0.5*m2i.*v2.*v2;
```

## Étude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé

```
q0=0;
E0=quad('59417866991544*x.^3 - 322487880214*x.^2 + 865800206*x',0,2.35457e-3);
for i=1:length(x2)
    if x2(i)<2.35457e-3
        Edef(i)=quad('59417866991544*x.^3 - 322487880214*x.^2 + 865800206*x',0,x2(i));
    else
        Edef(i)=E0+quad('158320243292*x.^3-7101236189*x.^2+197940178*x+600747',2.35457e-
3,x2(i));
    end;
end;

Etot=Edef+Ec;

%Calcul de l'effort de contact élastique
fc=(x1-x2).^1.5*k1i;

%Tracé de l'effort de contact élastique, du déplacement, de la vitesse et de l'énergie de la dalle
figure(1);
plot(te*1000,fc/1e6);
ylabel('Effort (MN)','fontsize',20);
xlabel('Temps (ms)','fontsize',20);
set(gca,'fontsize',18);
xlim([0 4]);

figure(2);
plot(te*1000,x2*1000);
ylabel('Déplacement de la dalle (mm)','fontsize',20);
xlabel('Temps (ms)','fontsize',20);
set(gca,'fontsize',18);
xlim([0 4]);
ylim([0 15]);

figure(3);
plot(te*1000,Etot/1000);
ylabel('Energie de la dalle (kJ)','fontsize',20);
xlabel('Temps (ms)','fontsize',20);
set(gca,'fontsize',18);
xlim([0 4]);

figure(4);
plot(te*1000,v2);
ylabel('Vitesse de la dalle (m/s)','fontsize',20);
xlabel('Temps (ms)','fontsize',20);
set(gca,'fontsize',18);
xlim([0 4]);

%Calcul de l'effort de contact plastique, du temps de contact « tc », de l'énergie et du déplacement de
la dalle à « tc »
%variation Q bloc
var2=0;
pt=1/nbpt;
for i=1:(length(fc)-1)
    if real(fc(i))>0;
        var1=real(fc(i+1)+fc(i))/2*pt;
```

```

Q=var1+var2;
var2=Q;
tpsc=i*pt;
ic=i;
end;
end;

Effortc=Q/tpsc
temps_contact=te(ic)
Energie=Etot(ic)/1000
Deplacement=x2(ic)*1000

```

### A5.1.2 Fichier « systeme »

```

function dy=systeme(t,y,k1,m1,m2,c2,g)

if(y(1)<y(2));
    k1=0;
end;

dy = zeros(4,1);
dy(1) = y(3);
dy(2) = y(4);
dy(3) = -g-k1/m1*(y(1)-y(2))^1.5;
if(y(2)<2.35457e-3)
    F2=59417866991544*y(2)^3-322487880214*y(2)^2+865800206*y(2);
else
    F2=158320243292*y(2)^3-7101236189*y(2)^2+197940178*y(2)+600747;
end;
dy(4)=-F2/m2+k1/m2*(y(1)-y(2))^1.5-c2/m2*y(4);

```

---

## A5.2 Modèle « post impact »

### A5.2.1 Fichier principal

```

clear;

%Paramètres fixes
m1=4200;
k1=55e+6;
c1=0.11*2*m1*sqrt(k1/m1);

%Déplacement et énergie de la dalle obtenus à la fin du temps de contact
xini=0.0131;
Etot=21840;
tc=0.0035;

%Calcul des conditions initiales : déplacement et vitesse de la dalle
E0=quad('3696695449633*x.^3-44814040368*x.^2+251020279*x',0,5.12768e-3);
if xini<5.12768e-3
    Edef=quad('3696695449633*x.^3-44814040368*x.^2+251020279*x',0,xini);

```

## Étude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé

```
else
    Edef=E0+quad('1905938056*x.^3-527059204*x.^2+61171275*x+313403',5.12768e-3,xini);
end;

Ec=Etot-Edef;

v=sqrt(2*Ec/m1);
x=xini;

%Résolution du système d'équations dans le fichier « systeme2 »
tf=0.2;
te=linspace(tc,tf,100000*tf);
[t,y]=ode45(@systeme2,te,[x;v],[],k1,m1,c1);

%Calcul de la vitesse de la dalle
dep=y(:,1);
vit=y(:,2);
gamma1=diff(dep)./diff(vit);

%Tracé de la vitesse et du déplacement de la dalle
figure(1);
plot(te*1000,vit);
ylabel('Vitesse de la dalle (m/s)','fontsize',20);
xlabel('Temps (ms)','fontsize',20);
set(gca,'fontsize',18);

figure(2);
plot(te*1000,dep*1000);
ylabel('Déplacement de la dalle (mm)','fontsize',20);
xlabel('Temps (ms)','fontsize',20);
set(gca,'fontsize',18);
```

### A5.2.2 Fichier « systeme2 »

```
function dy=systeme2(t,y,k,m,c)

dy = zeros(2,1);
dy(1)=y(2);
if y(1)<5.12768e-3 & y(1)>-5.12768e-3
    if y(1)>=0
        dy(2)=-(3696695449633*y(1)^3-44814040368*y(1)^2+251020279*y(1))/m-c/m*y(2);
    else
        dy(2)=-(3696695449633*y(1)^3+44814040368*y(1)^2+251020279*y(1))/m-c/m*y(2);
    end;
else
    if y(1)>=0
        dy(2)=-(1905938056*y(1)^3-527059204*y(1)^2+61171275*y(1)+313403)/m-c/m*y(2);
    else
        dy(2)=-(1905938056*y(1)^3+527059204*y(1)^2+61171275*y(1)-313403)/m-c/m*y(2);
    end;
end;
```